



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**AMIROUCHE Simane**

**AIT HAMOU Siham**

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

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

**INTITULE :**

**DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS DE LA  
STATION D'EPURATION DE LA VILLE D'AKBOU.Wilaya  
De Bejaia**

Soutenu le **04 /07 /2017** devant le jury composé de :

- Président :**Mr KADJILB**
- Promoteur (s) :**Mr ALLOUACHE.A**
- Examineur (s) :**Mr NASRI.K**

# REMERCEMENTS

Nous tenons, avant tout, à remercier DIEU tout clément tout puissant de nous avoir donné le courage de surmonter les moments les plus difficiles de notre vie et la volonté de mener à terme ce travail.

A l'issu de cette étude, nous tiendrons à exprimer nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé tout au long de ce travail.

Notre reconnaissance va plus particulièrement à :

Notre promoteur Mr A.ALLOUCHE pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Mr A.AHFIR pour ses directives et ses conseils.

Mr A.HOUARI pour ses appréciations et ses remarques.

L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis durant notre cycle d'étude.

Notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail

Enfin, nos remerciements vont à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, afin de réaliser ce travail

S.AMIROUCHE

S.AIT HAMOU

# DEDICACE

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard ;

A mes frères et mes sœurs ;

A toute la famille AMIROUCHE ;

A mes meilleurs amis YANIS, MAMOU et AMOUKRANE,

A mes amis de l'université A.MIRA.

S.AMIROUCHE

# DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard ;

A mes frères et mes sœurs ;

A toute la famille AIT HAMOU ;

A mes meilleurs amis LISA ,YANIS, ASMA , AMAZIGH ,MUSTAPHA, KARIMA, MAMOU , NASRO et LAMINE.

A mes amis de l'université A.MIRA.

S.AIT HAMOU

## SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

### Chapitre I : Présentation de site

Introduction .....	2
I-1- Situation géographique.....	2
I-2- Situation Topographique .....	4
I-3- Situation géologique.....	5
I-4- Situation hydrographique .....	5
I-5- Situation climatique.....	5
I-5-1- Pluviométrie et Température .....	5
I-5-2- La gelée .....	6
I-5-3- Les vents.....	6
I-5-4- Le sirocco .....	7
I-6- Situation environnementale.....	7
I-7- Situation démographique.....	8
Conclusion.....	9

### Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction .....	10
II-1- Les averses .....	10
II-2- Les petites pluies.....	10
II-3- Période de retour .....	10
III-4- Temps de concentration.....	10
II-5- Détermination de l'intensité moyenne de précipitation .....	10
II-5-1- Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement.....	11
II-5-1-1- Analyse statistiques des données pluviométrique .....	11
II-5-1-2- Test d'homogénéité .....	13
II-5-2- Les caractéristiques empiriques de l'échantillon .....	15
II-6- Ajustement statistique.....	16
II-6-1- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	17
II-6-1-1- procédé d'ajustement .....	17
II-6-1-2- Calcule des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel.....	18
II-6-1-3- Calcule de l'intervalle de confiance .....	19
II-6-2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-Normale ou Galton .....	22
II-6-2-1- procédé d'ajustement .....	22

II-6-2-2- caractéristique empiriques de la loi de Galton.....	23
II-7- Comparaison entre les lois d’ajustement .....	26
II-7-1-Application du test sur la loi de GUMBEL .....	27
II-7-2- Application du test sur la loi de Galton .....	28
II-8- Analyse des averses .....	29
II-8-1- L’intensité moyenne maximale des précipitations.....	30
II-8-1-1-Calcul de l’intensité de pluie .....	30
Conclusion.....	31

### **Chapitre III : Calcul de base**

Introduction .....	32
III-1-Définition du système d’assainissement.....	32
III-1-1- Différents types de systèmes d’assainissement .....	32
III-2- Choix de configuration .....	34
III-2-1- Schéma d’évacuation .....	35
III-3- Découpage de l’aire d’étude en sous bassins.....	36
III-3-1- Définition :.....	36
III-3-2-Choix de la limite des sous bassins .....	36
III-4- Evaluation du coefficient de ruissellement.....	36
III-4-1- Evaluation du coefficient de ruissellement suivant .....	36
III-4-1-1- Le type de surface.....	36
III-4-1-2-le type d’occupation du sol.....	37
III-4-2- Détermination des aires des sous bassins .....	37
III-4-3- Détermination du coefficient Cr pour chaque sous bassin .....	37
III-4-4- Calcul du coefficient de ruissellement pondéré Cp.....	38
III-4-5- Calcul de la population pour chaque rejet .....	38
Conclusion.....	38

### **Chapitre IV : Calcul hydraulique et dimensionnement**

Introduction .....	39
IV-1- Estimation des eaux usées et des eaux pluviales de la zone d’étude.....	39
IV-1-1- Evaluation des débits des eaux usées .....	39
IV-1-2-Origines et natures des eaux usées .....	39
IV-1-3- Evaluation de la quantité d’eau usée à évacuer .....	39
IV-1-3-1- Estimation des débits d’eau usées domestique .....	39

IV-1-3-2- <i>Evaluation des débits des équipements</i> .....	41
IV-1-2- Estimation des débits d'eau pluviale .....	42
IV-1-3- La méthode rationnelle .....	42
IV-1-3-1- Limites de la formule rationnelle .....	42
IV-1-4- La méthode de Caquot.....	43
IV-1-4-1- <i>Validité de la méthode superficielle</i> .....	43
IV-1-5- Choix de la méthode.....	43
IV-1-6- La méthode de Socose .....	44
IV-2- Application de la méthode Socose pour notre zone d'étude .....	45
IV-3- Conception du réseau séparatif.....	45
IV-4- Dimensionnement du réseau d'assainissement .....	45
IV-4-1- Condition d'écoulement et dimensionnement .....	45
IV-4-2- Mode de calcul .....	46
IV-5- Vérification des conditions d'auto curage.....	47
Conclusion.....	65

## **Chapitre V : Les éléments constitutifs du réseau**

Introduction .....	66
V-1- Les ouvrages principaux .....	66
V-1-1- Les canalisations .....	66
V-1-1-1- <i>Type de canalisation</i> .....	66
V-1-2- Choix du type de canalisation.....	69
V-2-1- Différentes actions supportées par la conduite .....	70
V-2-1-1- <i>Action mécanique</i> .....	70
V-2-1-2- <i>Action statique</i> .....	70
V-2-1-3- <i>Action chimique</i> .....	70
V-3-1- Les joints des conduites en béton armé : .....	70
V-3-1-1- <i>Joint type Rocla</i> .....	70
V-3-1-2- <i>Joint à Collet</i> .....	70
V-3-1-3- <i>Joint mécanique</i> .....	71
V-2- Les ouvrages Annexes .....	71
V-2-1- Les branchements .....	71
V-2-2- Les fossés.....	72
V-2-3- Les caniveaux.....	72
V-2-4- Bouche d'égout .....	72
V-2-5- Les Regards.....	72

V-2-5-1- <i>Emplacement des regards</i> .....	73
V-2-5-2- <i>Dimensionnement des regards</i> .....	73
V-3- Les ouvrages spéciaux .....	74
V-3-1- Déversoir D'orage.....	74
V-3-1-2- <i>Emplacement des déversoir d'orage</i> .....	74
V-3-1-3- <i>Types des déversoirs d'orage</i> .....	75
V-3-1-4- <i>Dimensionnement des déversoirs d'orage</i> .....	76
V-3-2- Station de refoulement.....	77
V-3-2-1- <i>Calcul du diamètre de la conduite de refoulement</i> .....	78
V-3-2-2- <i>Débit de pompe</i> .....	79
V-2-2-3- <i>Volume utile de la bêche</i> .....	81
Conclusion.....	81
CONCLUSION GENERALE .....	82



## Liste des figures

<b>Figure(I-1)</b> :situation géographique de la zone d'étude.....	2
<b>Figure(I-2)</b> :la zone d'étude .....	3
<b>Figure(I-3)</b> :carte des reliefs de la vallée de Soummam.....	4
<b>Figure(I-4)</b> :présente la variation des précipitations de la region.....	6
<b>Figure(I-5)</b> :courbe de température d'AKBOU.....	6
<b>Figure(II-1)</b> :test d'ajustement de la loi de GUMBEL.....	22
<b>Figure(II-2)</b> :test d'ajustement de la loi LOG-NORMALE.....	25
<b>Figure(II-3)</b> :Résultats d'application du test KHI 2 sur les résultats de la loi de GUMBEL.....	28
<b>Figure(II-4)</b> :Résultats d'application du test KHI 2 sur les resultats de la loi de GALTON.....	29
<b>Figure(III-1)</b> :schéma explicatif du réseau unitaire.....	33
<b>Figure(III-2)</b> :schéma explicatif du réseau séparatif.....	33
<b>Figure(III-3)</b> :schéma explicatif du réseau pseudo séparatif.....	34
<b>Figure(III-4)</b> :schéma d'équipement perpendiculaire.....	35
<b>Figure(III-5)</b> :schéma par déplacement latéra.....	35
<b>Figure(III-6)</b> :schéma à collecteur transversale ou oblique.....	35
<b>Figure(III-7)</b> :schéma lateral par zone étagée.....	35
<b>Figure(III-8)</b> :schéma radial.....	35
<b>Figure(V-1)</b> :conduite en béton.....	66
<b>Figure(V-2)</b> :conduite en béton-armé.....	67
<b>Figure(V-3)</b> :conduite en fibre-ciment.....	67
<b>Figure(V-4)</b> :conduite en grés.....	68
<b>Figure(V-5)</b> :conduite en pvc.....	68
<b>Figure(V-6)</b> :conduite en fonte.....	69
<b>Figure(V-7)</b> :conduite en PEHD.....	69
<b>Figure(V-8)</b> :joint Rocla.....	70
<b>Figure(V-9)</b> :joint Gollet.....	71
<b>Figure(V-10)</b> :joint mécanique.....	71
<b>Figure(V-11)</b> :exemple d'un branchement simple.....	71
<b>Figure(V-12)</b> :exemple d'une bouche d'égout sans décantation.....	72

<b>Figure(V-15)</b> :schéma du principe du déversoir d'orage.....	74
<b>Figure(V-16)</b> :Déversoir a seuil frontal.....	75
<b>Figure(V-17)</b> :Déversoir a seuil latéral.....	75
<b>Figure(V-18)</b> :Déversoir à double seuil latéral.....	76
<b>Figure(V-19)</b> :Différence entre un poste de refoulement et un poste de relèvement.....	78

## Liste des symboles

- $\bar{x}$  : Moyenne arithmétique de la variable  $x$  ;  
 $\bar{y}$  : Moyenne arithmétique de la variable  $y$  ;  
 $i_m$  = intensité moyenne  
 $P_{jmax}$  : Précipitation journalière maximale ;  
 $\chi^2$  : KHI carré ;  
 $\Delta P$  : Hauteur de précipitation (mm) ;  
 $\Delta t$  : Intervalle de temps en minute ;  
 $A$  : Surface du bassin versant ( $m^2$ ) ;  
 $A$  et  $b$  : Paramètre de Montana (paramètre climatique) ;  
 $A_i$  : Aire des surfaces élémentaires ;  
 $C_i$  : Coefficient de ruissellement des surfaces élémentaires estimé d'après les tableaux précédents ;  
 $C_P$  : Coefficient de ruissellement total pondéré ;  
 $C_r$  : Coefficient de ruissellement du bassin versant (entre 0 et 1, sans unité) ;  
 $C_r$  : Coefficient de ruissellement ;  
 $C_{ri}$  : Coefficient de ruissellement partiel ;  
 $C_s$  : Le coefficient d'asymétrie ;  
 $C_v$  : Le coefficient de variation ;  
 $D$  : Dotation journalière ;  
 $dh$  = Hauteur d'eau  
 $D_i$  : Densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ha) ;  
 $dt$  = durée de temps donnée  
 $F(x)$  : Fréquence au dépassement de la valeur de  $x$  ;  
 $h$  : Hauteur de remplissage dans la conduite (m) ;  
 $i(t_c, T)$  : Intensité moyenne de période de retour  $T$ , sur la durée  $t_c$  ( $t^2$  étant le temps de concentration du bassin) (m/s) ;  
 $I$  : Pente du collecteur (m/m) ;  
 $I$  : Intensité de l'averse estime en (mm/min ou mm/h) ;  
 $I$  : Pente moyenne (m/m) ;  
 $I_i$  : Pente de chaque tronçon (m/m) ;  
 $I_m$  : Intensité de la pluie (mm/h) ;  
 $I_m$  : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit  $Q$  donné (m/m) ;  
 $K$  : Variable réduite de gumbel pour une période de retour donnée ;  
 $K_r$  : Coefficient de rejet fonction des habitudes de la population autrement dit, il caractérise le régime de rejet ;  
 $K_s$  : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois de la conduite ;  
 $L$  : Longueur de chemin hydraulique le plus long (m) ;  
 $L_i$  : Longueur des tronçons du chemin hydraulique (m) ;  
 $M$  : moyenne des logarithmes de la variable  $P_i$  ;  
 $m$  : Numéro d'ordre ;  
 $N$  : Nombre d'habitants à l'horizon étudié ;

**n** : Taille de la série ;  
**Na** : Nombre d'années d'observations;  
**N<sub>H</sub>** : Nombre d'habitant total (hab) à l'horizon ;  
**N<sub>HI</sub>** : Nombre d'habitants correspondant du sous bassin;  
**P<sub>24</sub> (f)** : Pluie maximale journalière ;  
**P<sub>i</sub>** : Pluie journalière maximale ;  
**Pr** : Profondeur de regard ;  
**P<sub>T</sub>** : Précipitation maximale pour une période de retour donnée ;  
**Q** : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m<sup>3</sup>/s) ;  
**Q<sub>f</sub>**: Débit pluvial en (m<sup>3</sup>/s);  
**Q<sub>moyj</sub>**: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;  
**Q<sub>p</sub>(T)** : Débit de pointe de période de retour T à l'exutoire du bassin versant (m<sup>3</sup>/s) ;  
**Q<sub>pte</sub>** : Débit de point ;  
**r** : Coefficient de corrélation ;  
**R**: Rayon hydraulique(m) ;  
**S** : Surface totale en (ha) [S=45.015ha] ;  
**S<sub>I</sub>**: Surface du sous bassin (ha) ;  
**tc** : Temps de concentration en minute ou en heure ;  
**V** : Vitesse de circulation de l'eau m/s ;  
**V** : Volume d'eau tombé ;  
  
**V'** : Volume d'eau ruisselé ;  
**X** : Variable qui est dans notre cas la pluie maximale journalière ;  
**x<sub>0</sub>** : Paramètre de position [mode] ;  
**Z<sub>i</sub>** : Variable réduite de Galton ;  
**α** : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi [gradex] quand il se trouve sous forme  $1/\alpha$  ;  
**α, x<sub>0</sub>**: Coefficients d'ajustement ;  
**ln( $\bar{P}_i$ )** : Logarithme de la moyenne des précipitations ;  
**CTN<sub>am</sub>** : Cote de terrain naturel amont ;  
**CTN<sub>av</sub>** : Cote de terrain naturel aval ;  
**D**: Diamètre normalisé de la conduite (mm) ;  
**Q<sub>ps</sub>** : Débit de pleine section (m<sup>3</sup>/s) ;  
**V<sub>ps</sub>** : Vitesse à pleine section (m/s) ;  
**u** : la variable centrée réduite ;  
**σ** : Ecart type de l'échantillon ;



## **Liste des Tableaux**

<b>Tableau (I-1) : Tableau climatique d'Akbou .....</b>	<b>5</b>
<b>Tableau (I-2) : population future attendue aux différentes échanges .....</b>	<b>8</b>
<b>Tableau (II-1) : Pluies journalières maximales (mm).....</b>	<b>12</b>
<b>Tableau (II-2) : Résultat du test de WILCOXON .....</b>	<b>14</b>
<b>Tableau (II-3) : Récapitulatifs des caractéristiques statistiques.....</b>	<b>16</b>
<b>Tableau (II-4) : caractéristiques empiriques de l'ajustement de la loi de Gumbel.....</b>	<b>19</b>
<b>Tableau (II-5) : Teste d'ajustement par la loi Gumbel.....</b>	<b>20</b>
<b>Tableau (II-6) : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel .....</b>	<b>21</b>
<b>Tableau (II-7) : caractéristiques empiriques de l'ajustement de la loi de Galton.....</b>	<b>23</b>
<b>Tableau (II-8) : Teste d'ajustement par la loi Galton.....</b>	<b>24</b>
<b>Tableau (II-9) : Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-Normale .....</b>	<b>26</b>
<b>Tableau (III-1) : Les eaux rejeter pour chaque rejet.....</b>	<b>32</b>
<b>Tableau (III-2) : coefficients de ruissellement en fonction de la nature des surfaces. ....</b>	<b>36</b>
<b>Tableau (III-3) : coefficients de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.....</b>	<b>37</b>
<b>Tableau (III-4) : détermination du coefficient de ruissèlement pur chaque sous bassin .....</b>	<b>37</b>
<b>Tableau (III-5) : Le nombre d'habitant pour chaque rejet. ....</b>	<b>38</b>
<b>Tableau (IV-1) : Débit actuel des eaux usées domestique de la zone d'étude.....</b>	<b>40</b>
<b>Tableau (IV-2) : Débit du projet futur des eaux usées domestique. ....</b>	<b>41</b>
<b>Tableau (IV-3) : Coefficient des besoins en eau du commerce, industrie et administration..</b>	<b>41</b>
<b>Tableau (IV-4) : Débit future des équipements. ....</b>	<b>41</b>
<b>Tableau (IV-5) : Débit future totale .....</b>	<b>42</b>
<b>Tableau (IV-6) : Les caractéristiques des bassins versants .....</b>	<b>43</b>
<b>Tableau (IV-7) : Estimation des débits des eaux pluviales.....</b>	<b>45</b>
<b>Tableau (IV-8) : Dimensionnement de collecteur Bouzeroual.....</b>	<b>49</b>
<b>Tableau (IV-9) : Dimensionnement de collecteur Ighzer Tahrikth .....</b>	<b>49</b>
<b>Tableau (IV-10) : Dimensionnement le collecteur Ighzer Bouleguene .....</b>	<b>50</b>
<b>Tableau (IV-11) : Dimensionnement de collecteur de La Gare.....</b>	<b>51</b>
<b>Tableau (IV-12) : Dimensionnement du collecteur Ighzer El Hakem.....</b>	<b>52</b>
<b>Tableau (IV-13) : Dimensionnement de collecteur Taharacht Coté Forage.....</b>	<b>53</b>
<b>Tableau (IV-14) : Dimensionnement de collecteur Taharacht Coté Laiterie .....</b>	<b>53</b>
<b>Tableau (IV-15) : Dimensionnement de collecteur Bouzeroual – Ighzer Tahrikth.....</b>	<b>54</b>
<b>Tableau (IV-16) : Dimensionnement de collecteur Ighzer Tahrikth – Ighzer Bouleguene ....</b>	<b>55</b>
<b>Tableau (IV-17) : Dimensionnement de collecteur Ighzer Bouleguene – La Gare .....</b>	<b>55</b>

<b>Tableau (IV-18) : Dimensionnement de collecteur La Gare – Ighzer El Hakem.....</b>	<b>56</b>
<b>Tableau (IV-19) : Dimensionnement de collecteur Ighzer El Hakem – Taharacht Coté Forage.....</b>	<b>56</b>
<b>Tableau (IV-20) : Dimensionnement de collecteur Taharacht Coté Forage – Taharacht Coté Laiterie .....</b>	<b>57</b>
<b>Tableau (IV-21) : Dimensionnement de collecteur Taharacht Coté Laiterie – Station de refoulement.....</b>	<b>57</b>
<b>Tableau (IV-22) : Vérification les condition d’Auto curage du collecteur Bouzeroual .....</b>	<b>58</b>
<b>Tableau (IV-23) : Vérification les condition d’Auto Curage du collecteur Ighzer Tahrikth..</b>	<b>58</b>
<b>Tableau (IV-24) : Vérification les conditions d’Auto Curage du Collecteur Ighzer Bouleguene.....</b>	<b>58</b>
<b>Tableau (IV-25) : Vérification les conditions d’Auto Curage du collecteur La Gare .....</b>	<b>59</b>
<b>Tableau (IV-26) : Vérification les condition d’Auto Curage du collecteur Ighzer El Hakem.</b>	<b>59</b>
<b>Tableau (IV-27) : Vérification les condition d’Auto Curage du collecteur Taharacht Coté Forage.....</b>	<b>60</b>
<b>Tableau (IV-28) : Vérification les conditions d’Auto Curage du collecteur Taharacht Coté Laiterie .....</b>	<b>60</b>
<b>Tableau (IV-29) : Vérification les conditions d’Auto Curage du collecteur Bouzeroual – Ighzer Tahrikth .....</b>	<b>62</b>
<b>Tableau (IV-30) : Vérification les conditions d’Auto Curage du collecteur Ighzer Tahrikth – Ighzer Bouleguene.....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau (IV-31) : Vérification les condition d’Auto Curage du collecteur Ighzer Bouleguene – La Gare.....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau (IV-32) : Vérification les conditions d’Auto Curage du collecteur La Gare – Ighzer El Hakem .....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau (IV-33) : Vérification les conditions d’Auto Curage du collecteur Ighzer El Hakem – Taharacht Coté Forage .....</b>	<b>64</b>
<b>Tableau (IV-34) : Vérification les conditions d’Auto Curage du collecteur Taharacht Coté Forage – Taharacht Cote Laiterie.....</b>	<b>64</b>
<b>Tableau (IV-35) : Vérification les conditions d’Auto Curage du collecteur Taharacht Coté Laiterie – Station de refoulement.....</b>	<b>64</b>
<b>Tableau (V-1) : Dimensionnement des regards .....</b>	<b>73</b>
<b>Tableau (V-2) : Caractéristique du déversoir d’orage type latéral .....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau (V-3) : Les singularité de la pompe.....</b>	<b>80</b>

## Introduction

De nos jours, l'urbanisation des villes pose d'énormes contraintes, celles –ci restent entre autre étroitement corrélées à la santé publique, à de nombreuses maladies en relation avec l'environnement et surtout celle en rapport avec l'eau.

Dans le souci de vivre dans un environnement sain, des moyens physiques tel que l'évacuation des eaux usées demeurent inévitable.

C'est dans cette optique que notre étude se porte. Cette dernière se focalise sur l'assainissement de la ville d'AKBOU, ayant pour majeur soucis le dimensionnement des collecteurs des sept rejets de la ville vers oued SOUMMAM qui est excessivement menacé par des pollutions d'origine urbaines, industrielles et agricoles.

Pour remédier à ce problème, un collecteur principal a été dimensionné, ce dernier traverserait la zone d'étude dans le but de recueillir tous les rejets de la commune vers la station d'épuration afin de diminuer le taux de pollution de cet oued.

Afin de pouvoir aboutir aux objectifs sus cité, notre travail sera articulé sur les points suivant :

- Le premier chapitre comportera la description de notre zone d'étude concernant les différentes structures et situation (géographique, topographique...);
- Le second chapitre couvrira l'étude hydrologique ;
- Le troisième chapitre analysera les paramètres et la méthodologie à suivre pour effectuer notre étude ;
- Le quatrième chapitre se basera sur les quantifications des eaux pluviales et usées ainsi que le dimensionnement des collecteurs secondaires et principaux.
- Le cinquième chapitre portera sur les éléments constitutifs du réseau d'assainissement.

Et on terminera par une conclusion générale.



## Introduction :

Tout projet d'assainissement doit avoir une étude détaillée sur le site concerné par l'implantation des différents ouvrages, afin d'élaborer une conception efficace et durable. Cela consiste à connaître les différentes situations et structures que la région présente

A travers ce premier chapitre, nous allons faire la description de notre zone d'étude cernant ses limites administratives, ses caractéristiques topographiques, hydrographiques, hydrogéologiques et climatiques.

## I-1- Situation géographique :

La commune d'Akbou se situe dans la vallée de la Soummam sur les flancs de la chaîne de montagne de Djurdjura à une altitude de 280m. Second pôle économique et urbain de la wilaya de Bejaia, elle est située dans le sud-ouest de la wilaya d Bejaia, à environ 70 km du chef-lieu de la wilaya et à près de 200 km à l'est de la capitale. D'une superficie de 52.18 km<sup>2</sup>, elle s'étend sur 15km d'Est en Ouest, et sur 1.5km à 6.5km du Nord au Sud. et elle est limitée comme suit [1] :

- Au Nord : Par la commune de Chellata.
- Au Sud : Par les communes d'Ait Rzine et Amalou.
- A l'Est : Par la commune d'Ouzellaguen.
- A l'Ouest : Par les communes d'Ighrem et Tazmalt.



*Figure (I-1) : Situation géographique de la zone d'étude*

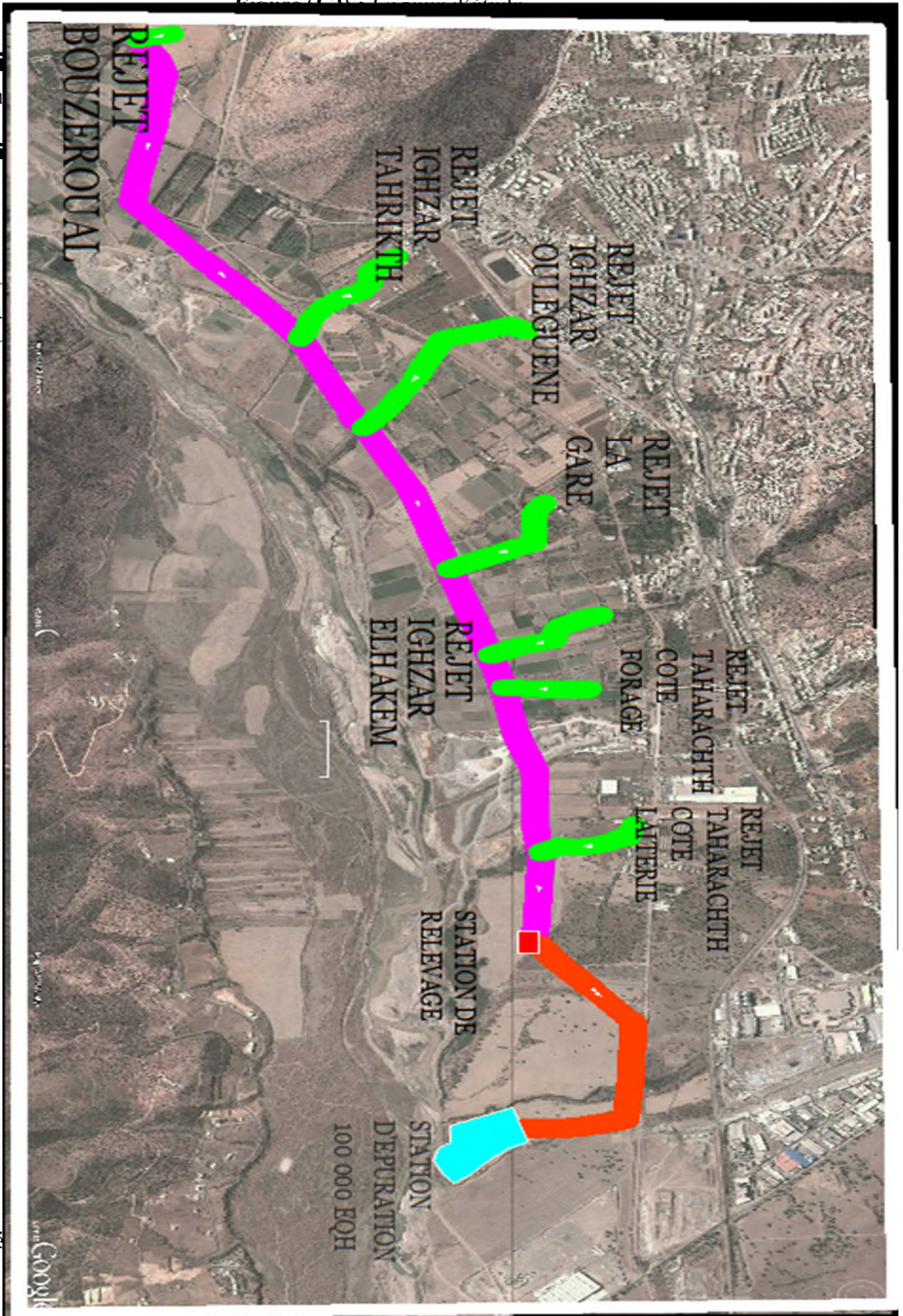
Figure (1.2) : Localisation du site

I-2- Si

La com

La plai

Akbou



Les pié



1. Bas piémonts : pente comprise entre 5% et 25%.
  2. Hauts piémonts : pente comprise entre 25% et 45%.
- Le piémont occupe une surface avoisinant les 44% de la superficie totale de la commune et une altitude comprise entre 200 et 300m.

#### La montagne :

- Situé dans la partie centrale de la commune, présente une pente qui dépasse les 45%.
- Elle occupe une surface qui représente environ 8% de la superficie totale de la commune.

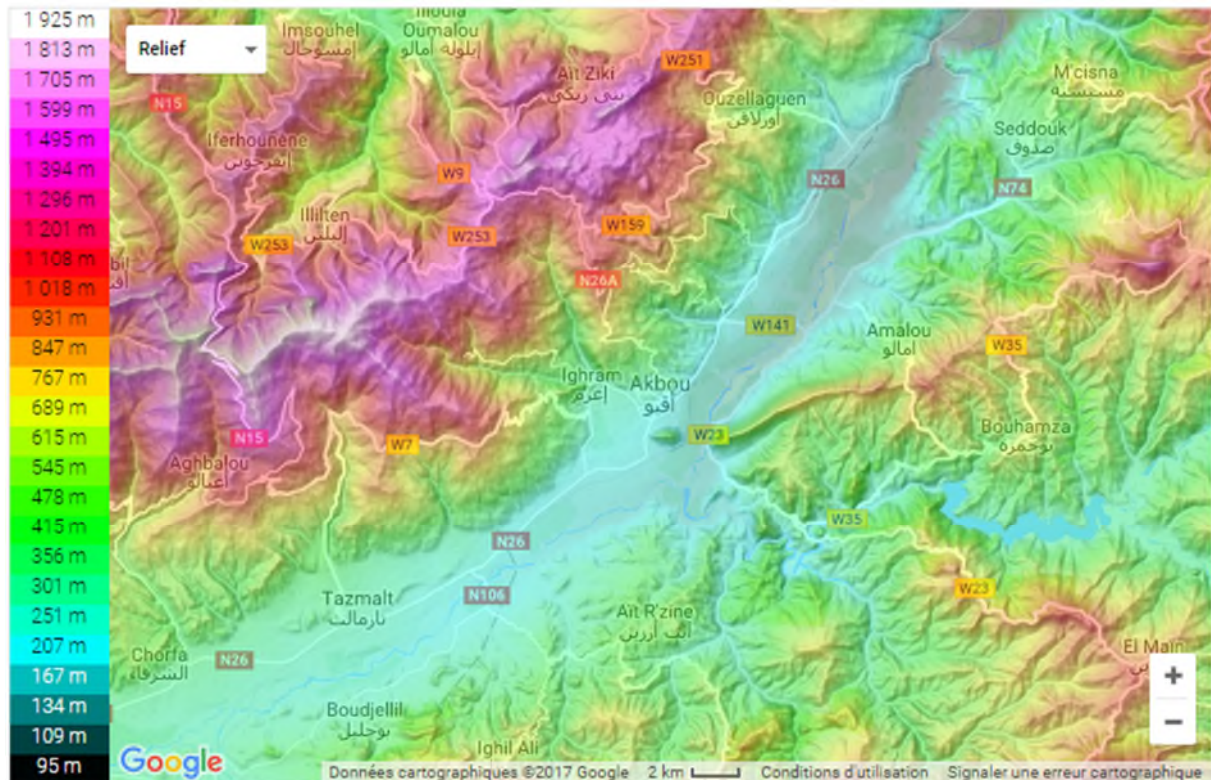


Figure (I-3) : Carte des reliefs de la vallée de Soummam

### I-3- Situation géologique

L'hétérogénéité géologique de la région pose des contraintes ; et il faut éviter une emprise sur deux structures différentes même s'il existe des couches favorables à la construction telle que les marnes et les schistes. Donc les caractéristiques géotechniques de la commune sont variables de ce fait il est indispensable de réaliser des études de sol très approfondies avant tout aménagement [1].

### I-4-Situation hydrographique

La commune d'Akbou est caractérisée par un réseau hydrographique très dense. En effet, c'est en amont de cette commune que l'oued Soummam prend naissance, ce dernier se forme au confluent de deux Oueds importants, l'oued sahel venant du Nord-Ouest et l'oued

Bousselem venant du Sud-Est. Il atteint la mer au Sud immédiat de Bejaia. Sa rive gauche constitue la limite sud de la commune d'Akbou.

L'Oued Soummam draine un bassin versant très important, dont la superficie est d'environ 8800km<sup>2</sup>. A l'embouchure, son débit moyen est estimé à 25m<sup>3</sup>/s environ, mais il est le siège de crues violentes est dévastatrices.

La plus grosse crue observée, celle de Décembre 1957, a eu un débit de pointe estimé à 3000m<sup>3</sup>/s (*étude de la régularisation de l'oued Soummam*).

En outre, on distingue, au sein de la commune, quatre autres grands affluents distincts qui la traversent : Oued Illoula, Oued Tifrit, Oueds Mechaab et Tisiar [1].

## I-5- Situation climatique :

### I-5-1- Pluviométrie et Température :

Le climat d'Akbou est chaud et tempéré. La pluie dans la ville d'Akbou tombe surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été. Akbou affiche une température annuelle moyenne de 17.4 °C. La moyenne des précipitations annuelles atteints 659mm. [2]

**Tableau (I.1) : Tableau climatique d'Akbou**

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
P (mm)	110	71	74	48	42	22	4	7	35	56	89	101
T <sub>min</sub> °C	6.2	7	8.4	10.2	13.8	17.6	20.8	21.2	19	14.7	10.5	6.7
T <sub>max</sub> °C	13.4	14.6	16.9	19.7	23.6	27.5	31.3	31.9	28.6	23.3	18	14.4
T <sub>moy</sub> °C	9.8	10.8	12.6	14.9	18.7	22.5	26	26.5	23.8	19	14.2	10.5
source ( <a href="http://www.infoclimat.com">www.infoclimat.com</a> )												

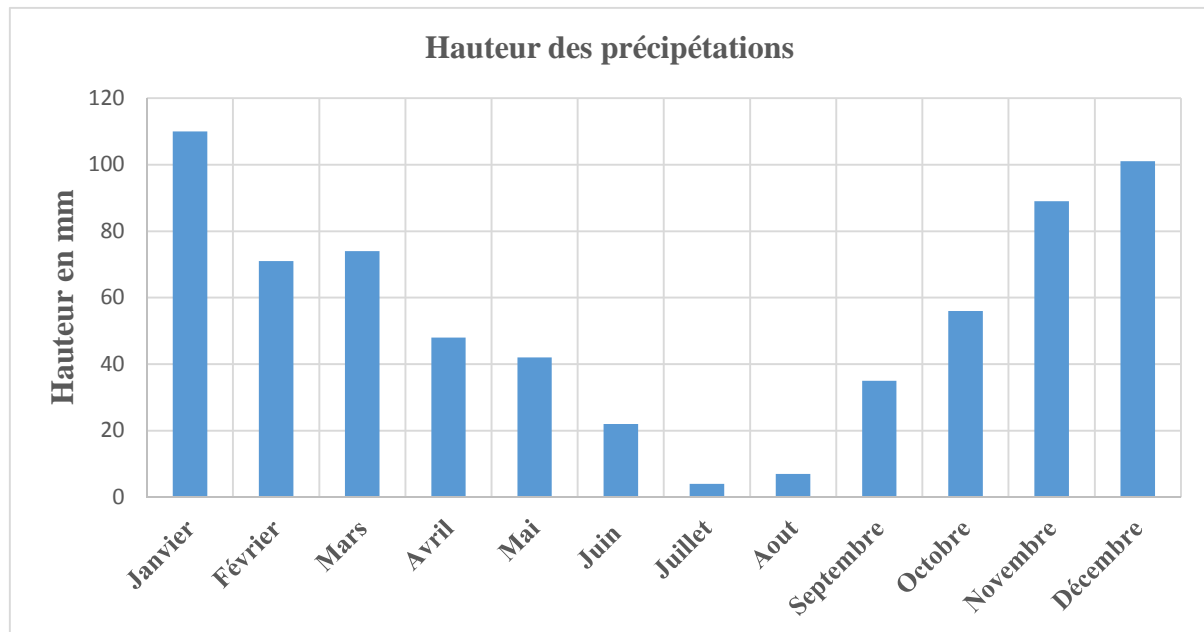


Figure (I-4) : Présente la variation des précipitations de la région

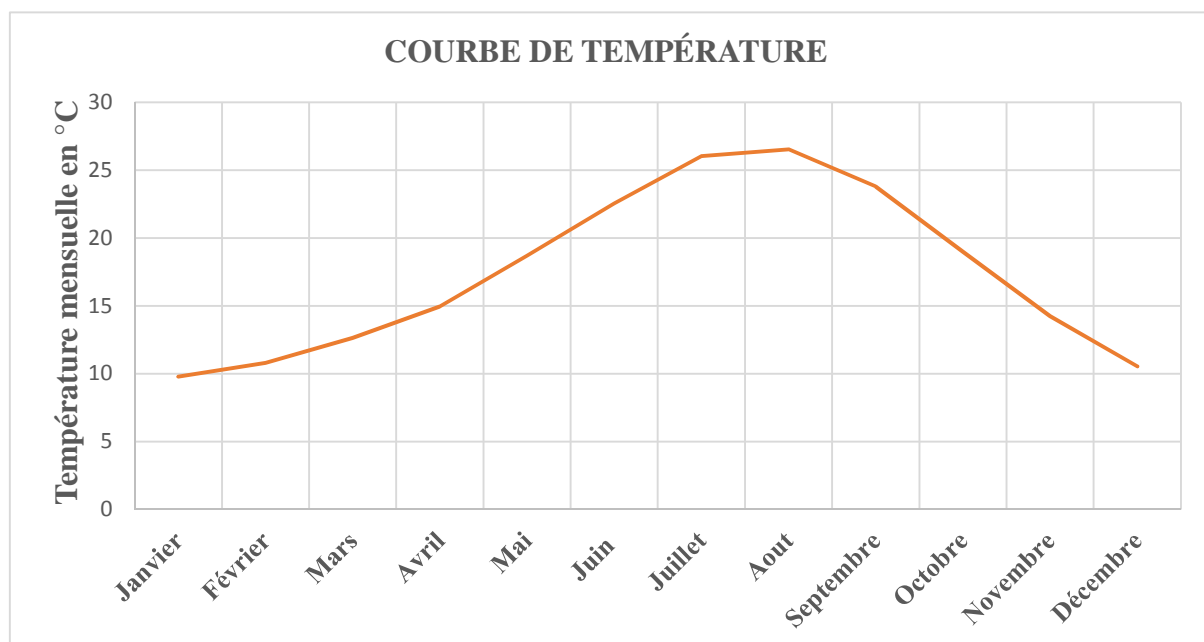


Figure (I-5) : Courbe de température d'Akbou

**I-5-2- La gelée [1] :**

- La gelée fait son apparition, généralement du mois de Décembre au mois de Mars.
- La moyenne annuelle de journées de gelée (période 1990/2000) est de 25 jours.

**I-5-3- Les vents [1] :**

- Les directions des vents dominants sont : Ouest et Sud-Ouest, Est et Nord-Est avec une vitesse comprise entre 05 et 10 m/s.
- Ils sont importants en hiver avec une vitesse supérieure à 16 m/s.
- Tous les vents dominants en hivers proviennent du coté Est Nord-Est, à la limite de la commune d'Ouzellaguen et celle de Chellata.

**I-5-4- Le sirocco [1]:**

- Pendant la période d'été, tous les vents dominants chauds proviennent du côté Ouest et Sud-Ouest.
- Le sirocco survient parfois entre la mi-Juillet et Aout.
- La moyenne annuelle de journée de sirocco (période 1990/2000) est de 4 jours.

**I-6- Situation environnementale :**

La commune d'Akbou a connu ces dernières années un développement économique considérable. Ainsi, on distingue [1] :

Plusieurs stations de lavage, graissage privés recensés au nombre de 17, situé le long de la RN26, dont 11 seulement ayant des bassins de décantations, les autres rejettent leurs déchets tel que graisses et huiles sans traitement.

L'industrie représentée par deux grands complexe d'une importance nationale :

M.A.C SOUM (complexe de chaussures et articles chaussants). ALCOVEL ex COTITEX (complexe velours) dont les rejets sont de nature chimique tel que les colorants traités par deux stations d'épurations appartenant à chacune.

La P.M.I est représentée dans le secteur public par SOMACOB, ENCOTRA et ETR. Le privé intervient essentiellement dans la fabrication des matériaux de construction et dans l'industrie alimentaire. Sachant que pour les laiteries et fromageries, le rejet de lavage se fait directement vers l'oued Soummam.

Ajouté à cela, l'existence de deux abattoirs contrôlés situés au niveau de la ZAC, équipés de bassin de récupération du sang pour l'incinérer.

Le BTP est représenté par quatre entreprises publiques : Deux carrière publiques en activité (exploitation de granulats) situé derrière le piton d'Akbou.

Les huileries au nombre de 12 privés dont 7 seulement qui présentent des bassins de décantations, cette solution réduit la pollution à 50% et par la suite le rejet d'eaux des margines se fait par les réseaux d'assainissements chose qui peut engendrer le colmatage et l'explosion des réseaux, cela constitue un inconvénient majeur.

Concernant les quatres autres huileries le rejet de margines à l'états brut se fait dans le milieu naturel, ce qui provoque des conditions d'anaérobioses et des dégagements d'odeurs nauséabondes.

Le réseau d'AEP de la commune d'Akbou présente des défaillances importantes à titre d'exemple le cas d'épidémie du quartier populaire Guendouza, conséquence grave de la mauvaise prise en charge de l'hygiène publique témoigne des situations potentiellement à risques sanitaires à travers l'ensemble des communes ou l'on a enregistré plusieurs cas de maladies à transmission hydriques suivant les journées du 03/01/2005 d'où neuf (09) cas de syndrome de gastro-entérite ont été notifiés.

Présence de conduites d'assainissement des eaux usées et déchets urbains situés proches des conduites d'AEP ce qui engendre un grand risque d'interférence et contamination. Ajouté à cela l'existence de réseau AEU à ciel ouvert en certains tronçons proche du milieu urbain.

### I-7- Situation démographique :

Elle tient compte des tendances récentes de l'accroissement démographique à voir l'accroissement naturel constaté entre 1998 et 2008 qui correspond à un taux naturel de 1.67%. Cette dernière prévoit une stabilisation de ce taux durant les vingt années à venir c'est-à-dire entre 2008 et 2028 [1].

Pour estimer le nombre d'habitants de la commune d'Akbou, on a adopté "la méthode du nombre d'habitation", ce choix est motivé par l'absence de recensement précis et de données démographiques fiables au niveau de l'A.P.C d'Akbou. Pour le calcul du nombre de la population de la ville d'Akbou à l'horizon de l'étude, on se base sur le nombre d'habitants actuel et on fixe le taux d'accroissement de la population, en se référant à la loi des accroissements géométriques donnés par la relation DES INTERETS COMPOSE

$$P_x = P_a * (1 + \alpha)^n \quad (I.1)$$

- $P_x$  : Population à l'horizon de calcul
- $P_0$  : Population de référence (2016),  $P_0 = 60037 \text{ hab}$
- $\alpha$  : taux d'accroissement annuel de la population  $\alpha = 1.67\%$
- $n$  : Nombre d'années séparent l'année de référence et l'horizon de calcul  $n=20 \text{ ans}$ .

$$P_x = 83613 \text{ hab}$$

**Tableau (I.2) : population future attendue aux différentes échéances**

Dispersion	Population 2008	Taux	Population C.T 2013	Population M.T 2018	Population L.T 2028
A.C.L AKBOU	38083	1.67%	41380	44962	53083
A.S AZIB Ferme	316		343	373	440
A.S AZIB Taslent	1120		1217	1322	1561
A.S AZIB Tanouda	1295		1407	1529	1805
A.S TAHARACHT	1596		1734	1884	2225
A.S TIFRIT	3132		3403	3698	4366
A.S BOUZEROUAL	2466		2679	2911	3437
A.S ATH LAHDIR	515		560	608	718
A.S AMIROUCHE	3915		4254	4622	5457
ZONE EPARSE	148		161	175	206
Total communal	52586		57138	62084	73298

(Evaluation URBAS)

### **Conclusion :**

Dans cette partie, nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographique, géologique, hydrographique, climatologique, environnementale et démographique. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet qui consiste à l'étude d'assainissement de notre ville vers future station d'épuration.



**Introduction :**

Ce chapitre comporte l'étude hydrologique. Cette dernière joue un rôle capital dans le domaine de l'ingénierie et des sciences environnementales. Elle concerne aussi bien les mécanismes d'écoulement des eaux dans les systèmes naturels (bassin versant) ou anthropisés (zone industrielle ou urbanisées). Elle permet également de mieux comprendre et simuler le comportement dynamique des eaux dans les zones où elles se répandent et de mieux saisir les impacts des aménagements hydrauliques sur l'environnement.

**II-1- Les averses :**

Les averses sont des éléments de pluies associées à une même perturbation météorologique. La durée du phénomène continue varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures [3].

Les averses considérés dans les études se caractérisent soit par :

- Une hauteur d'eau importante ;
- Une forte intensité par unité de temps ;
- Une transformation pluie brute/pluie nette générant le débit ;
- Une érosion ou un apport de pollution liée au ruissellement.

**II-2- Les petites pluies**

Représentent les précipitations comprises entre les bruines (hauteur d'eau tombée très faible ne provoquant pas de ruissellement) et les averses orageuses. Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0.5 mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1 mm pour obtenir des débits dans les réseaux [3].

**II-3- Période de retour :**

Elle est définie comme étant le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, elle est déterminée suite à une étude technico-économique basée sur un compromis entre le coût de construction du réseau et celui de son entretien [4].

Pour les projets d'assainissement, dans les zones fortement urbanisées le concepteur n'hésitera pas à dimensionner les collecteurs principaux en vue de déterminer les débits maximums de période de retour de 20 ans, voir 50 ans. En Algérie, nous optons généralement pour une période de retour décennale ( $T=10$  ans).

**III-4- Temps de concentration :**

Le temps de concentration des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier [5]. Ce temps doit dépendre de l'étendue, de la forme, de la pente et de la surface du bassin versant [4].

**II-5- Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :**

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout, des systèmes de drainage et des aménagements anti-érosifs. A égalité

d'intensité, les pluies qui occasionnent le débit maximum en un point du réseau d'écoulement sont celles dont la durée de précipitation est au moins égale au temps de concentration [6].

L'ingénieur chargé d'un projet d'assainissement devra estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle de temps  $\Delta t$ , de différents point du réseau et qui sera atteinte ou dépassée une fois en 10, 20 ou 50 ans. Lors de l'étude des averses, il convient donc de déterminer les valeurs des intensités moyennes maximales pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence  $\Delta t$ .

L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée, soit :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

### II-5-1- Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement :

#### II-5-1-1- Analyse statistiques des données pluviométrique :

En générale, l'analyse des données disponible est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement, pour que l'événement soit parfaitement localisé dans le temps, il est nécessaire de disposer d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières sur une longue durée.

Le relevé, (tableau N° II.1), donne les hauteurs de pluies, ayant donné au moins 6 mm d'eau au cours de la journée, enregistrées à la station pluviométrique de IGHIL ALI dont le code 150503, et fournis par l'ANRH d'Alger, pour la période d'observation 1968-2010, soit 43 ans.

Les coordonnées Lambert de la station sont :

$$X=658.9$$

$$Y=338.95$$

$$Z=700$$

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation des précipitations maximales journalières.

Tableau II.1 : Pluies journalières maximales (mm)

Ann	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Pj
1968	0	0	21,9	19	12	18,8	18,8	26,7	7,5	15,9	5,7	1,6	26,7
1969	12	20,8	28	45	12	6	9,5	21	16	5,8	2	0	45
1970	2,5	19,3	7	12	9,5	2,5	16	8,5	10	0	0	7,5	19,3
1971	6	8	26	14	16	24,5	9	13	11	33,1	0	0	33,1
1972	18,5	13,5	9,5	16	25,6	13,2	14,7	14,4	0	15,8	0	0	25,6
1973	0	2,3	3,5	9,2	6,9	22,9	41,7	29,1	17	31	0	0	41,7
1974	10,2	7,7	6,7	6,8	7,2	22,6	31,8	5,1	27	12,7	0	2	31,8
1975	12,7	0	16,8	26,1	3,1	37,3	27,8	18,7	35,7	15,9	5	7,5	37,3
1976	13,1	21,3	8,3	12,5	10	4	1,2	33,7	27,2	1,3	1	0	33,7
1977	0,7	10	34	2,4	25	10,5	12	19,7	9,8	9	0	0	34
1978	0	18,5	17	4,5	24,5	6	8	13	10	6,5	10	5,2	24,5
1979	0	9,6	11,5	9,8	13,9	10,2	24,7	19,7	9,2	0	0	4,8	24,7
1980	8,3	15	21	51,5	8,5	12	28	16	8	3,5	0	14	51,5
1981	6,5	15,5	7	18	33,5	16,5	6	9	24,5	0	7,5	1	33,5
1982	5,5	69	20	14,5	1	18,5	3,5	30	11	0	8	12	69
1983	0	3,5	4	6,5	23	33,5	10	19	10	14	0	5	33,5
1984	2,5	13	11	19	9	9	49	3	18	4	0	0	49
1985	10	13,5	30	6	7	19	2,5	2,5	2,5	12	0	0	30
1986	16	11	37,5	37	21	22,5	20	9	27	4	2	2	37,5
1987	0	27,4	40	8,6	10	20,5	25	30,5	13	10,5	2,5	0	40
1988	16	2	17,5	34	4,5	5,5	8,5	33,5	10	16	5	4	34
1989	19,2	12,5	26	3,5	12,5	0	16	8	26,5	7	30	3	30
1990	8,5	6,5	15	34	16	27	22	5	16	0	9,2	0	34
1991	13	19	7	3,5	31	22,5	14,5	16	26	2	14	2	31
1992	16	18,5	25	20	13,5	2,5	9	10,5	30	32,5	0	36	36
1993	42	12,5	15	14	12	24	0	14	2	8	0	0	42
1994	26	10	8,3	15	70	8	9	11	0	8	0	8	70
1995	10	10	5,5	15	8	8	3,7	17	5	3	0,5	1,5	17
1996	6,5	3	9	2,5	2,5	2	2,5	4	3	1,7	0	2,5	9
1997	6	4	6,7	2	0,7	1,5	1	4	5,5	1,5	0	1	6,7
1998	56	5	9	3	32	8	6	4	8	2,5	1	4,5	56
1999	14,5	6,5	13	36	1	1,6	10,5	4,5	41	1,5	0	1,5	41
2000	16	12,5	3,1	28	35,3	4,8	1,7	37	3,3	0	0	4,5	37
2001	14,6	8,3	10	3,8	19	15,7	13,7	5,4	3,8	2	6	33,2	33,2
2002	5,2	6	45,9	76	30,1	9,7	13	43	4,3	4,4	10,2	4	76
2003	8	26,4	13,8	27	11	8	14	14,1	30,5	14	3	0,4	30,5
2004	13,5	18	13,3	30,4	21	15,7	8,5	8,8	4,2	7,6	0	1,5	30,4
2005	19	22,5	28,5	22,2	11,8	24	6,1	24,5	38	1,3	26	1,7	38
2006	20,5	0	14,8	14,5	9,5	17,1	46	65	16,5	7	15	11,5	65
2007	12	33,4	12,8	9,2	6,3	27,5	38	11	28,3	6,5	3,6	27,1	38
2008	15	23,5	15	22,6	21	8	21,8	25,8	11,8	0	0	5,5	25,8
2009	3,9	2,4	14,8	16,8	7,5	15	34,8	15,3	17	3	0,5	10,4	34,8
2010	5	35,7	21,3	9,7	8,6	16	19,3	21,3	31,5	13,8	8,7	13,8	35,7

**II-5-1-2- Test d'homogénéité :**

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente [6].

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, alors on doit s'assurer que notre série pluviométrique est homogène et qu'elle vient de même endroit, pour cela on opte pour le test non paramétrique de WILCOXON (test des rangs) qui se déroule comme suit :

- Deviser l'échantillon en deux sous échantillon X, Y de taille respective N1, N2 avec N1 < N2 et (N1+N2=N).
- Classer l'échantillon (X, Y) par ordre croissant en associant un rang à chaque valeur.
- Déterminer l'origine de chaque valeur de (Y).
- Calculer  $W_{min}$ ,  $W_{max}$  et  $W_y$ .

$$W_{min} = \frac{(N_1+N_2+1)*N_1-1}{2} - Z_{\left(1-\frac{\alpha}{2}\right)} * \sqrt{\frac{N_1*N_2*(N_1+N_2+1)}{12}} \dots\dots\dots (II.2)$$

$Z_{\left(1-\frac{\alpha}{2}\right)}$  : représente la valeur de la variable centrée réduite de Gauss correspondant à une probabilité de  $\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{min} \dots\dots\dots (II.3)$$

$$W_y = \sum Rang (Y) \dots\dots\dots (II.4)$$

- Vérifier la condition suivante  $W_{min} \leq W_y \leq W_{max} \dots\dots\dots (II.5)$

Tableau (II.2) : Résultat du test de WILCOXON

Année	Pj Max	ordre	X	Y	Valeur classée	Origine	Rang Y
1968	26,7	1	26,7		6,7	y	1
1969	45	2	45		9	y	2
1970	19,3	3	19,3		17	y	3
1971	33,1	4	33,1		19,3	x	
1972	25,6	5	25,6		24,5	x	
1973	41,7	6	41,7		24,7	x	
1974	31,8	7	31,8		25,6	y	7
1975	37,3	8	37,3		25,8	x	
1976	33,7	9	33,7		26,7	y	9
1977	34	10	34		30	x	
1978	24,5	11	24,5		30	y	11
1979	24,7	12	24,7		30,4	x	
1980	51,5	13	51,5		30,5	y	13
1981	33,5	14	33,5		31	y	14
1982	69	15	69		31,8	x	
1983	33,5	16	33,5		33,1	x	
1984	49	17	49		33,2	y	17
1985	30	18	30		33,5	x	
1986	37,5	19	37,5		33,5	x	
1987	40	20	40		33,7	x	
1988	34	21		34	34	x	21
1989	30	22		30	34	x	
1990	34	23		34	34	y	23
1991	31	24		31	34,8	y	24
1992	36	25		36	35,7	y	25
1993	42	26		42	36	y	26
1994	70	27		70	37	y	27
1995	17	28		17	37,3	x	
1996	9	29		9	37,5	x	
1997	6,7	30		6,7	38	y	30
1998	56	31		56	38	y	31
1999	41	32		41	40	x	
2000	37	33		37	41	y	33
2001	33,2	34		33,2	41,7	x	
2002	76	35		76	42	y	35
2003	30,5	36		30,5	45	x	
2004	30,4	37		30,4	49	x	
2005	38	38		38	51,5	x	
2006	65	39		65	56	y	39
2007	38	40		38	65	y	
2008	25,8	41		25,8	69	x	
2009	34,8	42		34,8	70	y	42
2010	35,7	43		35,7	76	y	43

$$W_y = \sum Rang (Y) = 476$$

$\alpha$  : le risque d'erreur au niveau de signification, on le prend à 5%.

$$Z_{(1-\frac{\alpha}{2})} = Z_{0.975} = 1.96 \dots \dots \dots (II.6)$$

$$W_{min} = \frac{(20 + 23 + 1) * 20 - 1}{2} - 1.96 * \sqrt{\frac{20 * 23 * (20 + 23 + 1)}{12}}$$

$$W_{min} = 359$$

$$W_{max} = (20 + 23 + 1) * 20 - 359$$

$$W_{max} = 521$$

Donc :

$$W_{min} = 359 \leq W_y = 476 \leq W_{max} = 521$$

La condition est vérifiée, ce qui nous mène à conclure que notre série pluviométrique est homogène.

**II-5-2- Les caractéristiques empiriques de l'échantillon :**

- La somme des précipitations maximales journalières durant 43 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=43} P_i = 1572.5 \text{ mm} \dots \dots \dots (II.7)$$

- La moyenne des précipitations maximales journalières est calculée par l'équation suivante :

$$\overline{P_{maxj}} = \frac{\sum_{i=1}^{N=43} P_i}{N} \dots \dots \dots (II.8)$$

N : Le nombre d'années d'observations (N=43) ;

$P_i$  : Pluie journalière maximale ;

$$\overline{P_{maxj}} = 36.6 \text{ mm}$$

- L'écart type mesure la dispersion des valeurs étudiées autour de la moyenne. Il est calculé par la formule suivante [7] :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=43} (P_i - \overline{P_{maxj}})^2}{N-1}} \dots \dots \dots (II.9)$$

$$\sigma_x = 14.4 \text{ mm}$$

- Le coefficient de variation  $C_v$ :

$$C_v = \frac{\sigma_x}{P_{maxj}} \dots\dots\dots(II.10)$$

$$C_v = 0.393$$

- Le coefficient d'asymétrie  $C_s$ :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=43} (P_i - \overline{P_{maxj}})^3}{(N-1) * (N-2) * \sigma^3} \dots\dots\dots(II.11)$$

$$C_s = 0.843$$

**Tableau (II.3) : Récapitulatifs des caractéristiques statistiques**

Caractéristiques statistiques	Résultats
Taille de l'échantillon	43
Moyenne	36.6
Ecart type	14.4
Coefficient de variation	0.393
Coefficient d'asymétrie	0.843

**II-6- Ajustement statistique :**

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions Homogénéité-Stationnarité sont réunies parmi lesquelles :

- Loi de Fuller ou loi Exponentiel ;
- Loi Gamma, Lois de Pearson I et III ;
- Loi de Gumbel ou Loi doublement exponentielle ;
- Loi de Goodrich ;
- Loi de Fréchet ;
- Loi de Weibull ;

Les critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Devant une tel problème, les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est retenir.
- A qualité égale et nombre de paramètres égal, il faut comparer les estimations des 2 lois. Si ces estimations sont voisines, il faut retenir la plus simple ; si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

Quel que soit la loi théorique d'ajustement à un échantillon, le procédé de calcul est toujours le même. Il consiste à [6] :

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- Calculer la fréquence expérimentale par une formule empirique ;
- Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon à savoir : moyenne, écart type ou coefficient de variation, coefficient d'asymétrie ;
- Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- Lire ou calculer la valeur extrême (quantile), c'est-à-dire la valeur correspondante à une probabilité donnée ;
- Tester l'adéquation de la loi d'ajustement ;
- Calculer l'intervalle de confiance en général à 95% sur les caractéristiques empiriques de l'échantillon et sur le ou les valeurs extrêmes ;

Les lois d'ajustement les plus utilisées sont celles qui ont le moins de paramètres, parmi lesquelles :

- La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel ;
- La loi Log Normale ou loi de Galton ;

**II-6-1- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :**

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante [7] :

$$F(x) = e^{e^{-\alpha(x-x_0)}} \dots\dots\dots(II.12)$$

- $F(x)$  : fréquence au dépassement de la valeur de  $x$  ;
- $\alpha, x_0$  : coefficient d'ajustement ;
- $x_0$  : le paramètre de position (mode) ;
- $\alpha$  : le paramètre d'échelle différent de zéro et positif ;

Par un changement de variable  $y = \alpha(x - x_0)$  ; la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{e^{-y}} \dots\dots\dots(II.13)$$

- $y = \alpha(x - x_0)$  : est la variable réduite de Gumbel ;

**II-6-1-1- procédé d'ajustement :**

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre ;
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots(II.14)$$

$m$  : Rang de précipitation ;

$N$  : Taille de la série ;



- Calculer les caractéristiques empiriques de la série ;
- Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur Observée ;

$$y = -[Ln(-Ln F(x))] \dots \dots \dots (II.15)$$

- Reporter les valeurs observées sur papier Gumbel ;
- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de Gumbel dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2}} \dots \dots \dots (II.16)$$

$\bar{x}$  et  $\bar{y}$  Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y ;

- Calculer les paramètres d'ajustement  $1/\alpha$  et  $x_0$ ; sachant que  $1/\alpha$  est la pente de la droite et  $x_0$ , l'ordonnée à l'origine.
- Tracer la droite de régression sur papier Gumbel.

**II-6-1-2- Calcule des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel :**

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0 \dots \dots \dots (II.17)$$

Avec  $\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x \dots \dots \dots (II.18)$

$1/\alpha$  : la pente de la droite de Gumbel.

$$\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x = 0.78 * 14.38 = 11.22$$

Et  $x_0$  représente l'ordonnée à l'origine (le mode).

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} \dots \dots \dots (II.19)$$

y : la variable de Gumbel.

$\bar{y}$  : moyenne de la variable de Gumbel.

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=43} y_i}{N} \dots \dots \dots (II.20)$$

$$\bar{y} = 0.6 \text{ mm}$$

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=43} (y_i - \bar{y})^2}{N-1}} \dots\dots\dots (II.21)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=43} (y_i - 0.57)^2}{42}} = 1.3 \text{ mm}$$

$$C_v = \frac{\sigma_y}{\bar{y}} \dots\dots\dots (II.22)$$

$$C_v = \frac{1.26}{0.57} = 2.21$$

$$x_0 = 36.67 - 11.22 * 0.57 = 30.27$$

Donc la droite de régression :  $x = 11.22y + 30.27$

D'où :  $P_{maxj}(p\%) = 11.22y + 30.27$

Le coefficient de corrélation  $r = 0.972$ .

**II-6-1-3-Calcul de l'intervalle de confiance :**

On détermine les limites de confiance X1 et X2, de telle sorte que ;

$$\text{Prob}\{X1 \leq u \leq X2\} = \alpha$$

Pour un quantile  $X_p$  de probabilité p :

$$X_p - Z_{(1-\frac{\alpha}{2})} * \frac{\sigma_x}{\sqrt{2N}} * \sqrt{2 + Z_p^2} \leq X_p \leq X_p + Z_i Z_{(1-\frac{\alpha}{2})} * \frac{\sigma_x}{\sqrt{2N}} * \sqrt{2 + Z_{pi}^2}$$

Avec  $Z_{(1-\frac{\alpha}{2})} = 1.96$ . [6].

La variable réduite est égale à :

$$y = -\text{Ln}(-\text{Ln } F(90\%)) = 2.25$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{maxj}(10\%) \Rightarrow p (46.4 < 55.3 < 64.3) = 95\% \text{ (voir tableau II.6)}$$

**Tableau (II.4) : caractéristiques empiriques de l'ajustement de la loi de Gumbel**

Caractéristique empirique	Résultat
Moyenne	0.6
Ecart type	1.3
Coefficient de variation	2,21
Coefficient de corrélation r	0,972
Pente (1/α)	11.22
Ordonnée à l'origine x <sub>0</sub> (mm)	30.27
Droite de régression	$x = 11.22y + 30.27$

Les calculs d'ajustement sont illustrés dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau (II.5) : Teste d'ajustement par la loi Gumbel.

Valeur exp	Val classée	Ordre	fréq exp	valeur théo	Var réduite	Borne inf	Borne sup
26.7	6.7	1	0.01162791	6.7334694	-2.09773	19.0109674	34.3890326
45	9	2	0.03488372	9.0302034	-1.89303	37.8183965	52.1816035
19.3	17	3	0.05813953	17.0188434	-1.18103	13.7001697	24.8998303
33.1	19.3	4	0.08139535	19.3155774	-0.97633	27.8770767	38.3229233
25.6	24.5	5	0.10465116	24.5081934	-0.51353	21.0272609	30.1727391
41.7	24.7	6	0.12790698	24.7079094	-0.49573	37.1454417	46.2545583
31.8	25.6	7	0.15116279	25.6066314	-0.41563	27.3200781	36.2799219
37.3	25.8	8	0.1744186	25.8063474	-0.39783	32.8350306	41.7649694
33.7	26.7	9	0.19767442	26.7050694	-0.31773	29.2947168	38.1052832
34	30	10	0.22093023	30.0003834	-0.02403	29.7012379	38.2987621
24.5	30	11	0.24418605	30.0003834	-0.02403	20.2012379	28.7987621
24.7	30.4	12	0.26744186	30.3998154	0.01157	20.4017145	28.9982855
51.5	30.5	13	0.29069767	30.4996734	0.02047	47.2014081	55.7985919
33.5	31	14	0.31395349	30.9989634	0.06497	29.197325	37.802675
69	31.8	15	0.3372093	31.7978274	0.13617	64.6819799	73.3180201
33.5	33.1	16	0.36046512	33.0959814	0.25187	29.1342235	37.8657765
49	33.2	17	0.38372093	33.1958394	0.26077	44.6293996	53.3706004
30	33.5	18	0.40697674	33.4954134	0.28747	25.6139586	34.3860414
37.5	33.5	19	0.43023256	33.4954134	0.28747	33.1139586	41.8860414
40	33.7	20	0.45348837	33.6951294	0.30527	35.6028626	44.3971374
34	34	21	0.47674419	33.9947034	0.33197	29.5850279	38.4149721
30	34	22	0.5	33.9947034	0.33197	25.5850279	34.4149721
34	34	23	0.52325581	33.9947034	0.33197	29.5850279	38.4149721
31	34.8	24	0.54651163	34.7935674	0.40317	26.5306083	35.4693917
36	35.7	25	0.56976744	35.6922894	0.48327	31.4578282	40.5421718
42	36	26	0.59302326	35.9918634	0.50997	37.4309425	46.5690575
70	37	27	0.61627907	36.9904434	0.59897	65.3322448	74.6677552
17	37.3	28	0.63953488	37.2900174	0.62567	12.3000032	21.6999968
9	37.5	29	0.6627907	37.4897334	0.64347	4.2778564	13.7221436
6.7	38	30	0.68604651	37.9890234	0.68797	1.92025894	11.4797411
56	38	31	0.70930233	37.9890234	0.68797	51.2202589	60.7797411
41	40	32	0.73255814	39.9861834	0.86597	35.96007	46.03993
37	41	33	0.75581395	40.9847634	0.95497	31.8136836	42.1863164
33.2	41.7	34	0.77906977	41.6837694	1.01727	27.9053957	38.4946043
76	42	35	0.80232558	41.9833434	1.04397	70.6576041	81.3423959
30.5	45	36	0.8255814	44.9790834	1.31097	24.639186	36.360814
30.4	49	37	0.84883721	48.9734034	1.66697	23.756076	37.043924
38	51.5	38	0.87209302	51.4698534	1.88947	30.8270615	45.1729385
65	56	39	0.89534884	55.9634634	2.28997	56.8199901	73.1800099
38	65	40	0.91860465	64.9506834	3.09097	27.6692058	48.3307942
25.8	69	41	0.94186047	68.9450034	3.44697	14.4763737	37.1236263

34.8	70	42	0.96511628	69.9435834	3.53597	23.2256687	46.3743313
35.7	76	43	0.98837209	75.9350634	4.06997	22.604889	48.795111

Résultats de l'ajustement de Gumbel (Méthode des moments) a l'aide du logiciel (HYFRAN)

Nombre d'observations : 43

Quantiles

$q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)

$T = 1/(1-q)$

**Tableau (II.6) : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel**

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	133	16.8	101	166
2000	0.9995	115	13.9	88.1	143
1000	0.999	108	12.7	82.7	132
200	0.995	89.5	9.83	70.2	109
100	0.99	81.7	8.61	64.8	98.6
50	0.98	73.9	7.39	59.4	88.4
20	0.95	63.4	5.79	52.1	74.8
<b>10</b>	<b>0.9</b>	<b>55.3</b>	<b>4.58</b>	<b>46.4</b>	<b>64.3</b>
5	0.8	46.9	3.39	40.3	53.6
3	0.6667	40.2	2.56	35.2	45.2
2	0.5	34.2	2.01	30.3	38.2
1.4286	0.3	28	1.85	24.4	31.6
1.25	0.2	24.8	1.97	20.9	28.6
1.1111	0.1	20.7	2.28	16.3	25.2
1.0526	0.05	17.8	2.58	12.7	22.9
1.0204	0.02	14.8	2.94	9.03	20.6
1.0101	0.01	13	3.17	6.74	19.2
1.005	0.005	11.4	3.38	4.76	18
1.001	0.001	8.41	3.79	0.985	15.8
1.0005	0.0005	7.34	3.94	-0.383	15.1
1.0001	0.0001	5.19	4.25	-3.14	13.5

Avec :

T : période de retour (T=10ans) ;

Q : probabilité au non dépassement ;

XT : précipitations maximales journalières ;

Donc la pluie maximale pour une période de retour de T=10 ans est de 55.3 mm

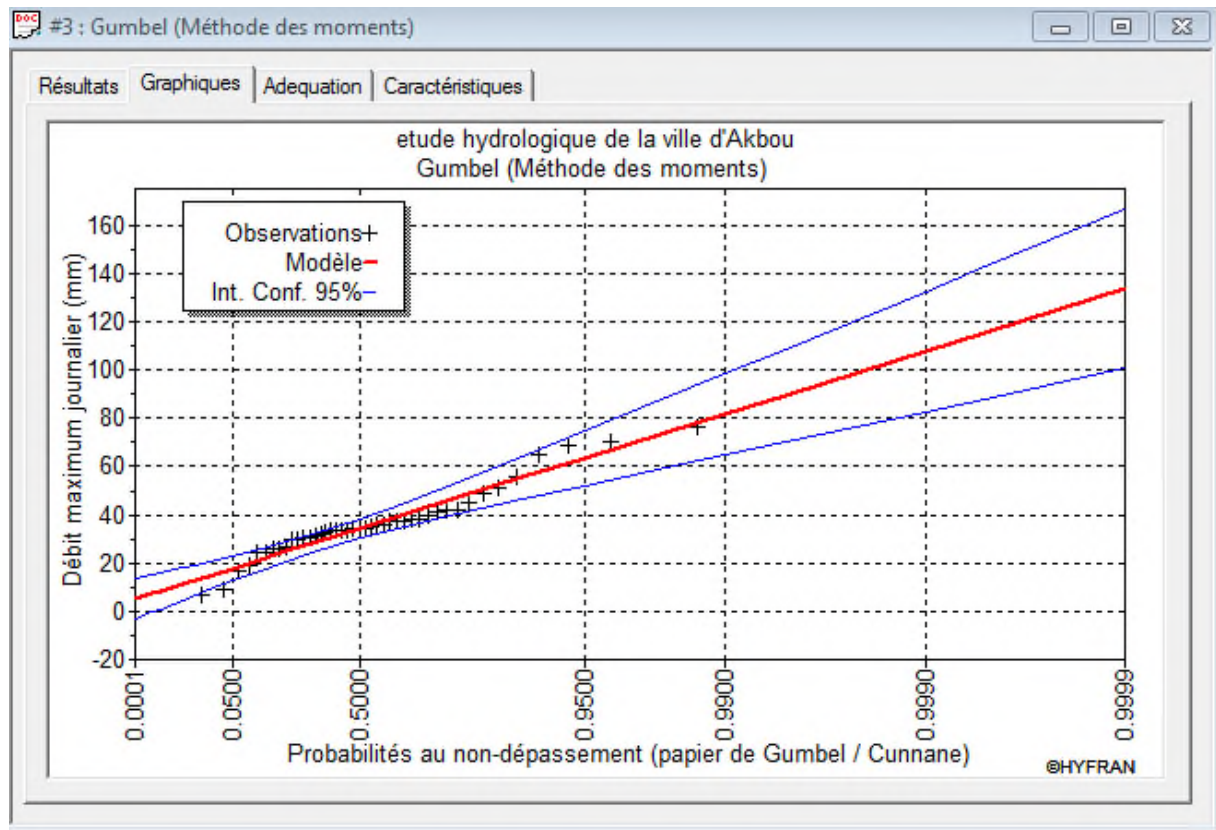


Figure (II.1) : test d'ajustement à la loi de Gumbel

**II-6-2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-Normale ou Galton :**

La loi de Galton s'appelle également loi log-normale ou loi gaussio-logarithmique car son expression est proche de celle de la loi normale à une anamorphose près de type logarithmique, sur la variable. On peut, en effet lui donner la représentation suivante [8] :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (II.23)$$

Où :

$x$  : est la variable qui est dans notre cas la pluie maximale journalière ;

$u$  : est la variable centrée réduite ;

$$u = \frac{\ln(x_i) - M}{\sigma_y} \dots \dots \dots (II.24)$$

**II-6-2-1- procédé d'ajustement :**

- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
- Calcul de la fréquence expérimentale par formule de Henri ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en  $\overline{\ln x} = y$  et  $\sigma_{\ln x} = \sigma_y$  ;
- Report des valeurs sur papier gaussio-logarithmique ;
- Détermination de la droite de Galton  $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$  ;

- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement.

$$P_{max,j(10\%)} = e^{\overline{Ln\bar{x}} + u\sigma_{Ln\bar{x}}}$$

**II-6-2-2- caractéristique empiriques de la loi de Galton :**

M : est la moyenne des logarithmes de la variable Pi ;

$$M = \frac{\sum_{i=1}^{N=43} Ln(P_i)}{N} \dots\dots\dots(II.25)$$

$$M = 3.5 \text{ mm}$$

$\sigma_y$  : est l'écart type ;

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=43} (x_i - M)^2}{N-1}} \dots\dots\dots(II.26)$$

$$\sigma_y = 0.5 \text{ mm}$$

$C_v(y)$  : le coefficient de variation

$$C_v = \frac{\sigma_y}{M} \dots\dots\dots(II.27)$$

$$C_v = 0.13$$

r : coefficient de corrélation ;

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{N=43} (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N=43} (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^{N=43} (y_i - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots(II.28)$$

$$r = 0.924$$

La droite de Galton :

$$Ln\bar{x} = \overline{Ln\bar{x}} + u\sigma_{Ln\bar{x}} \dots\dots\dots(II.29)$$

$$P_{max,j(10\%)} = e^{\overline{Ln\bar{x}} + u\sigma_{Ln\bar{x}}} \dots\dots\dots(II.30)$$

$$P_{maxj,(10\%)} = e^{0.5u+3.5}$$

**Tableau (II.7) : caractéristiques empiriques de l'ajustement de la loi de Galton**

Caractéristiques empiriques	Résultats
Moyenne	3.5
Ecart type	0.5
Coefficient de variation	0.13
Coefficient de corrélation	0.924
Droite de Galton	$P_{maxj,(10\%)} = e^{0.45u+3.51}$

Les calculs d'ajustement sont illustrés dans le tableau (II.8) suivant :

Tableau (II.8) : Teste d'ajustement par la loi Galton

Val exp	Val classée	Ordre	fréq exp	Var réduite	Valeur théo	Borne inf	Borne sup
26.7	6.7	1	0.01162791	-3.57309439	1.90210753	-0.92721202	14.327212
45	9	2	0.03488372	-2.91727872	2.19722458	2.56525071	15.4347493
19.3	17	3	0.05813953	-1.50397035	2.83321334	12.9024655	21.0975345
33.1	19.3	4	0.08139535	-1.22198868	2.9601051	15.5903336	23.0096664
25.6	24.5	5	0.10465116	-0.69183752	3.19867312	21.3751708	27.6248292
41.7	24.7	6	0.12790698	-0.67377057	3.20680324	21.590762	27.809238
31.8	25.6	7	0.15116279	-0.59423922	3.24259235	22.5553197	28.6446803
37.3	25.8	8	0.1744186	-0.57694557	3.25037449	22.7684513	28.8315487
33.7	26.7	9	0.19767442	-0.50074763	3.28466357	23.7222853	29.6777147
34	30	10	0.22093023	-0.2417836	3.40119738	27.1523227	32.8476773
24.5	30	11	0.24418605	-0.2417836	3.40119738	27.1523227	32.8476773
24.7	30.4	12	0.26744186	-0.21234976	3.41444261	27.5615837	33.2384163
51.5	30.5	13	0.29069767	-0.20505181	3.41772668	27.6636984	33.3363016
33.5	31	14	0.31395349	-0.16891732	3.4339872	28.1730985	33.8269015
69	31.8	15	0.3372093	-0.11229713	3.45946629	28.9842149	34.6157851
33.5	33.1	16	0.36046512	-0.02325937	3.49953328	30.2926707	35.9073293
49	33.2	17	0.38372093	-0.01655583	3.50254988	30.392858	36.007142
30	33.5	18	0.40697674	0.00343431	3.51154544	30.693042	36.306958
37.5	33.5	19	0.43023256	0.00343431	3.51154544	30.693042	36.306958
40	33.7	20	0.45348837	0.01666186	3.51749784	30.8928555	36.5071445
34	34	21	0.47674419	0.03635672	3.52636052	31.1921229	36.8078771
30	34	22	0.5	0.03635672	3.52636052	31.1921229	36.8078771
34	34	23	0.52325581	0.03635672	3.52636052	31.1921229	36.8078771
31	34.8	24	0.54651163	0.08803864	3.54961739	31.9876165	37.6123835
36	35.7	25	0.56976744	0.14477931	3.57515069	32.8783795	38.5216205
42	36	26	0.59302326	0.16337542	3.58351894	33.174382	38.825618
70	37	27	0.61627907	0.22426203	3.61091791	34.1579766	39.8420234
17	37.3	28	0.63953488	0.24220739	3.61899333	34.4521808	40.1478192
9	37.5	29	0.6627907	0.25409096	3.62434093	34.6481044	40.3518956
6.7	38	30	0.68604651	0.2835248	3.63758616	35.1371959	40.8628041
56	38	31	0.70930233	0.2835248	3.63758616	35.1371959	40.8628041
41	40	32	0.73255814	0.3975099	3.68887945	37.0842736	42.9157264
37	41	33	0.75581395	0.45238237	3.71357207	38.0529369	43.9470631
33.2	41.7	34	0.77906977	0.49000251	3.73050113	38.7293357	44.6706643
76	42	35	0.80232558	0.50593249	3.73766962	39.0188346	44.9811654
30.5	45	36	0.8255814	0.65924998	3.80666249	41.9030487	48.0969513
30.4	49	37	0.84883721	0.84848955	3.8918203	45.7266017	52.2733983
38	51.5	38	0.87209302	0.95907068	3.94158181	48.1084563	54.8915437
65	56	39	0.89534884	1.14522598	4.02535169	52.3881076	59.6118924
38	65	40	0.91860465	1.47641616	4.17438727	60.9421347	69.0578653
25.8	69	41	0.94186047	1.60912557	4.2341065	64.7480108	73.2519892
34.8	70	42	0.96511628	1.64110054	4.24849524	65.7001365	74.2998635
35.7	76	43	0.98837209	1.82385187	4.33073334	71.4192354	80.5807646



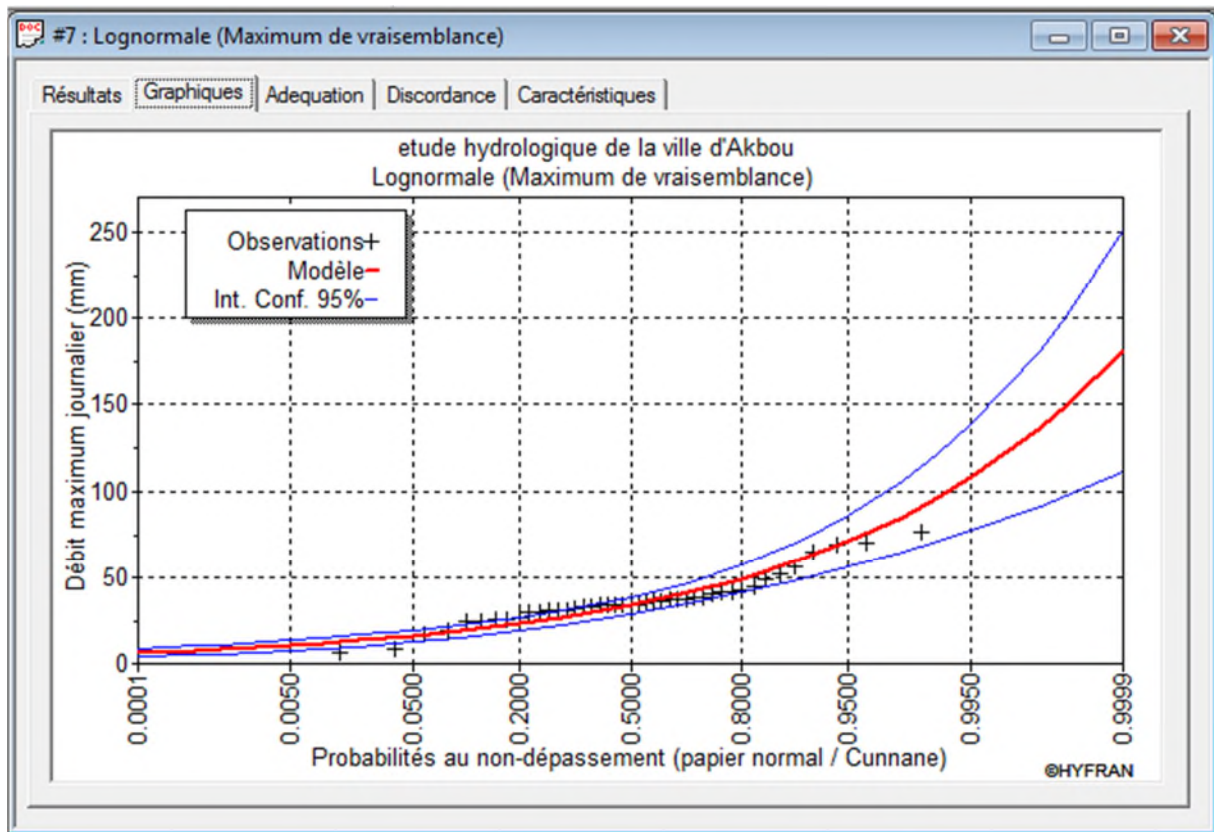


Figure (II.2) : test d'ajustement à la loi Log-Normale.

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{maxj}(10\%) \Rightarrow p(49 < 60 < 61) = 95\% \text{ (voir tableau II.9)}$$



Résultats de l'ajustement Log-normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 43

Quantiles

$q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)

$T = 1/(1-q)$

**Tableau (II.9) : Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-Normale**

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	181	35.6	111	251
2000	0.9995	149	26.3	97.4	201
1000	0.999	136	22.8	91.4	181
200	0.995	108	15.6	77.2	138
100	0.99	96.3	12.9	71	122
50	0.98	85.1	10.5	64.6	106
20	0.95	70.7	7.55	55.9	85.5
<b>10</b>	<b>0.9</b>	<b>60</b>	<b>5.62</b>	<b>49</b>	<b>71</b>
5	0.8	49.2	3.96	41.4	56.9
3	0.6667	40.8	2.95	35	46.6
2	0.5	33.6	2.32	29	38.1
1.4286	0.3	26.5	1.95	22.6	30.3
1.25	0.2	22.9	1.85	19.3	26.6
1.1111	0.1	18.8	1.76	15.3	22.2
1.0526	0.05	15.9	1.7	12.6	19.3
1.0204	0.02	13.2	1.63	10	16.4
1.0101	0.01	11.7	1.57	8.62	14.8
1.005	0.005	10.4	1.51	7.48	13.4
1.001	0.001	8.28	1.39	5.56	11
1.0005	0.0005	7.56	1.34	4.94	10.2
1.0001	0.0001	6.23	1.22	3.83	8.62

Donc la pluie maximale pour une période de retour de  $T=10$  ans est de 60 mm.

## II-7- Comparaison entre les lois d'ajustement :

D'après les graphes, notre série pluviométrique s'ajuste bien aux deux lois (GUMBEL et GALTON). Afin de choisir la loi la mieux ajustée à notre série, on doit effectuer un test d'adéquation de khi-deux, qui nous facilitera la comparaison et le choix entre les deux lois d'ajustement.

Le test nous permet de juger la qualité d'ajustement d'une distribution théorique à une distribution expérimentale.

La démarche de ce test est la suivante :

- On divise l'intervalle de variation en  $k$  classes de façon que chacune d'elles contienne au minimum 5 données expérimentales ;

- La classe  $i$  est bornée par les valeurs  $x_{i-1}$  et  $x_i$  (respectivement borne inférieure et borne supérieure).
- On détermine la fréquence absolue observée ou l'effectif de chaque classe :  $f_{o1}, f_{o2}, \dots, f_{ok}$  avec  $\sum f_{oi} = N$  ;  $N$  = taille de l'échantillon ;

On peut obtenir les fréquences théoriques :  $f_{t1} = N_{p1}, f_{t2} = N_{p2}, \dots \dots f_{tk} = N_{pk}$

Où  $P_i$  représente la probabilité que la variable étudiée prenne une valeur appartenant

À la classe  $i$ , c'est à dire que  $P_i = FND_i - FND_{i-1}$ , On a aussi  $\sum f_{ti} = N$  ;

- Pour évaluer l'ampleur de l'écart entre les fréquences absolues observées et les fréquences théoriques  $f_{ti}$  obtenues à partir de la loi théorique que l'on suppose adéquate, on utilise la quantité :

$$\chi^2 = \sum \frac{(f_{oi} - f_{ti})^2}{f_{ti}}$$

Une fois le  $\chi^2$  relatif à notre échantillon déterminé, on le compare au  $\chi_{ddl\alpha}^2$ , donné par la table pour un degré de liberté connu  $y$  et une probabilité au dépassement  $\alpha$  ; seuil de signification.

Deux cas peuvent se présenter :

- Si  $\chi^2 < \chi_{ddl\alpha}^2$  on accepte l'hypothèse que le phénomène étudié suit la distribution théorique choisie et que les écarts entre les fréquences observées et les fréquences théoriques ne sont pas significatifs.
- Si  $\chi^2 > \chi_{ddl\alpha}^2$  on rejette l'hypothèse considérée car les écarts sont significatifs, ce qui veut dire que les données expérimentales suivent une loi autre que celle de notre hypothèse, et l'on essaye une autre loi d'ajustement.

### II-7-1-Application du test sur la loi de GUMBEL

- Diviser notre série en 9 classes dont chacune d'entre elles contient au moins 5 observations ;
- Déterminer la fréquence expérimentale de chaque classe qui est le nombre d'observations pour chaque une d'entre elle ;
- Calculer les variables réduites des bornes des classes à l'aide de la droite de GUMBEL déterminée précédemment ( $z = \frac{x-30.27}{11.22}$ ) ainsi que leur probabilité à l'aide de la table de GAUSS.
- Calculer l'ampleur de l'écart entre les fréquences expérimentale et théorique par la formule  $\chi^2 = \sum \frac{(f_{oi}-f_{ti})^2}{f_{ti}}$  .[7]

D'après le logiciel HYFRAN les résultats sont illustrés dans la figure (II.3) suivant :

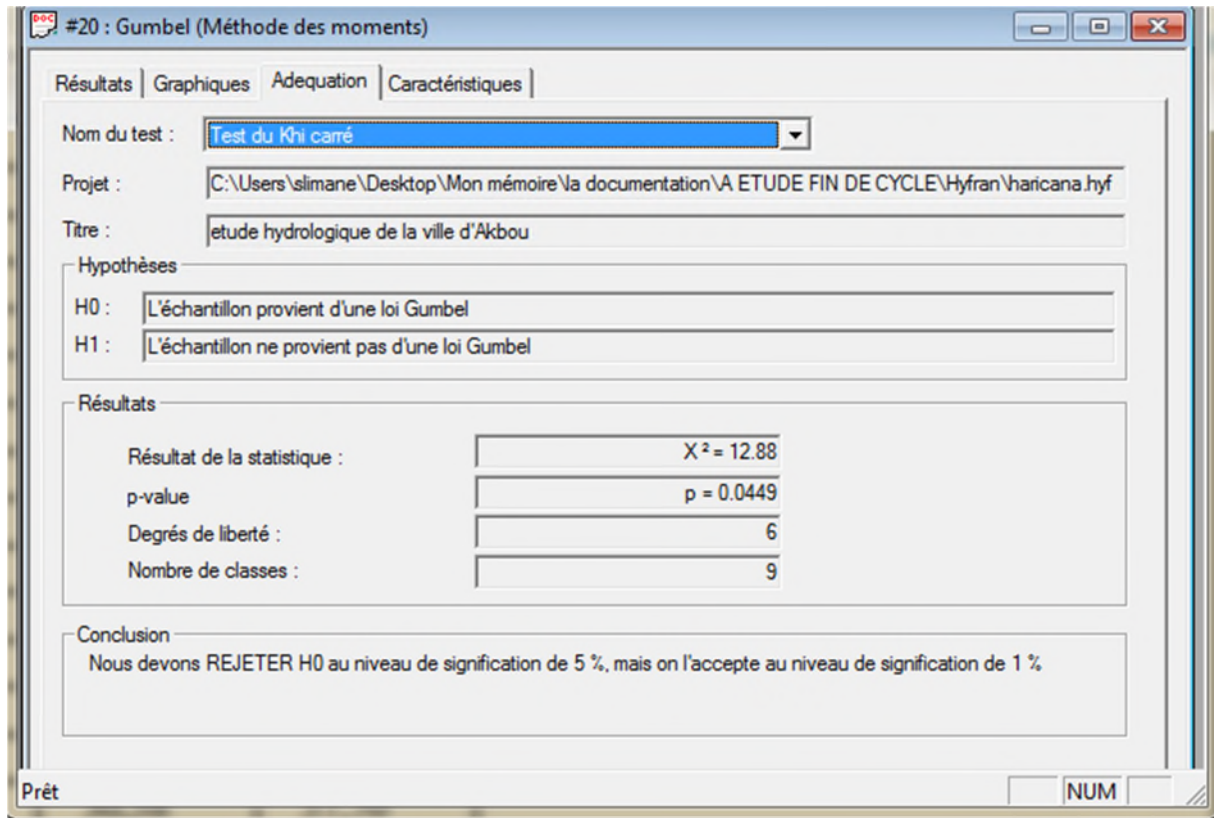


Figure (II.3) : Résultats d'application du test KHI 2 sur les résultats de la loi Gumbel.

Déterminer la valeur de  $\chi_{data}^2$  à partir de la table de KHI2 pour un degré de liberté, ddl=6 et un seuil de signification  $\alpha=0,05$ . On trouve :

$\chi^2 = 12.88 > \chi_{26,0.05}^2 = 12.59$  ce qui signifie que le choix d'ajustement à la loi de Gumbel est non acceptable car il ne remplit pas la condition citée précédemment.

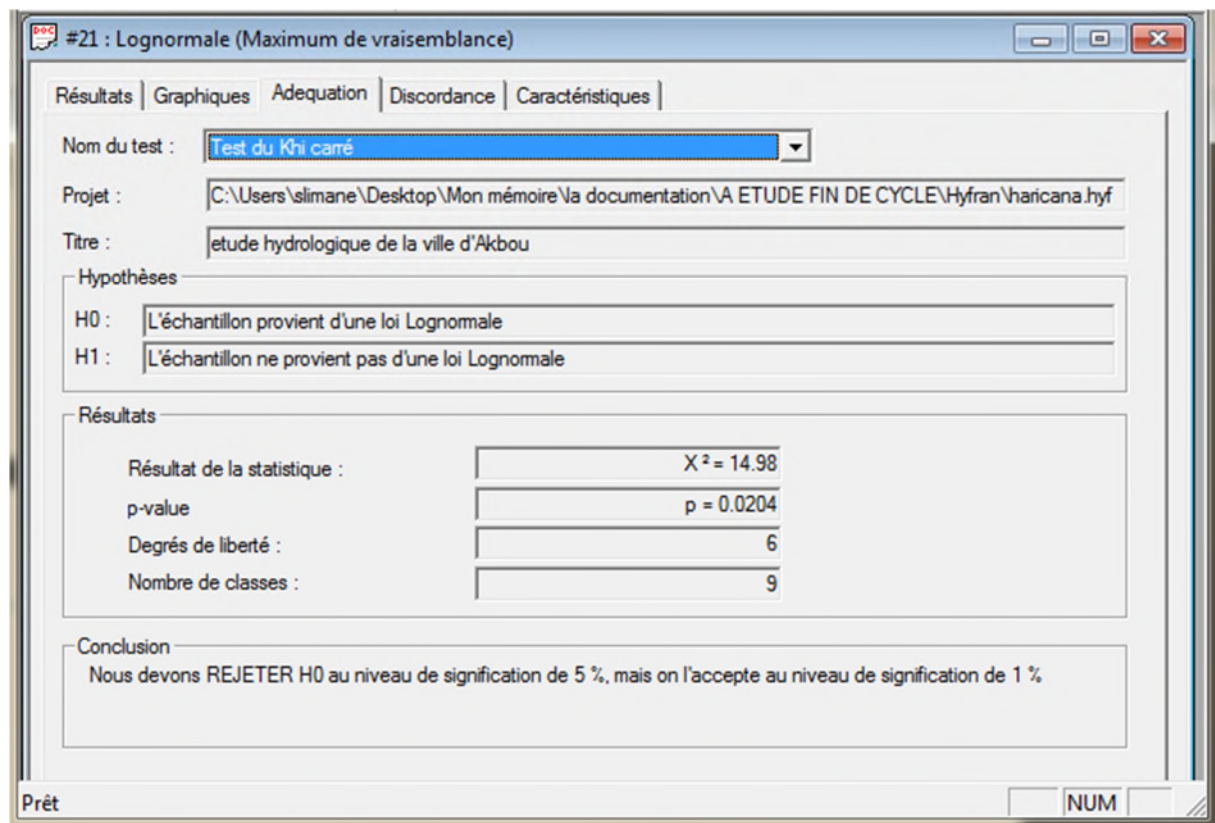
Pour ddl=6 et un seuil de signification  $\alpha = 0.01$ , on déduit :

$\chi^2 = 12.88 < \chi_{26,0.01}^2 = 16.81$  donc le choix d'ajustement à cette loi est acceptable car la condition citée est vérifiée.

**II-7-2- Application du test sur la loi de Galton :**

On suit la même procédure que celle de la loi de Gumbel, la différence se retrouve dans le calcul des variables réduites :

$$Z_i = \frac{\ln(P_i) - 3.51}{0,45} \dots\dots\dots (II.31)$$



**Figure (II.4) :** Résultats d'application du test KHI 2 sur les résultats de la loi Galton.

Déterminer la valeur de  $\chi_{ddl\alpha}^2$  à partir de la table de KHI2 pour un degré de liberté, ddl=6 et un seuil de signification  $\alpha=0,05$ . On trouve :

$\chi^2 = 14.98 > \chi_{6,0.05}^2 = 12.59$  ce qui signifie que le choix d'ajustement à la loi de Gumbel est non acceptable car il ne remplit pas la condition citée précédemment.

Pour ddl=6 et un seuil de signification  $\alpha = 0.01$ , on déduit :

$\chi^2 = 14.98 < \chi_{6,0.01}^2 = 16.81$  donc le choix d'ajustement à cette loi est acceptable car la condition citée est vérifiée.

## II-8- Analyse des averses :

Une pluie peut être caractérisé par plusieurs paramètres qui peuvent avoir, au sein de la même pluie, des temps de retour très différents citons notamment :

- La hauteur totale de pluie ;
- La durée ;
- L'intensité moyenne ;
- Les intensités maximales sur des intervalles de temps quelconque ;
- La distribution d'intensité instantané  $i(t)$ .

**II-8-1- L'intensité moyenne maximale des précipitations:**

L'intensité moyenne ( $I_m$ ) c'est la quantité de pluie ( $\Delta P$ ) tombée durant l'unité de temps ( $\Delta t$ ). Celle-ci est exprimée sous la forme suivante :

$$I_m = \frac{\Delta P}{\Delta t} (mm/min)$$

- $I_m$  : intensité de la pluie (mm/min) ;
- $\Delta P$  : hauteur de précipitation (mm) ;
- $\Delta t$  : intervalle de temps en minute.

Intensité horaire ( $I_h$ ) ; c'est la hauteur de pluie qui serait tombée en une heure pour une intensité moyenne donnée.

$$I_h = I_m * 60 \left(\frac{mm}{h}\right) \dots\dots\dots (II.32)$$

**II-8-1-1-Calcul de l'intensité de pluie**

Pour calculer l'intensité moyenne de précipitation d'une durée d'averse  $t$  et d'une période de retour  $T$ , nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t,T} = I_t + \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (II.33)$$

$I_{t,T}$  : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de période de retour ;

$I_t$  : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence donnée ;

$t$  : durée de l'averse en heure ;

$b$  : exposant climatique de région  $b=0.45$  (selon ANRH)

Pour l'estimation de l'intensité, nous n'admettrons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min.

$$I_{15min,10\%} = I_{24.10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{I_{24.10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (II.34)$$

D'après la loi de Gumbel :

$$I_{15min,10\%} = \frac{55.3}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.39-1} = 37.3 mm/h = 103.6 l/s/ha.$$

D'après la loi de Galton :

$$I_{15min,10\%} = \frac{60}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.39-1} = 40.5mm/h = 112.5 l/s/ha.$$

### Conclusion :

L'étude hydrologique représente une étape primordiale dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement, elle nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de Gumbel et la loi de Galton) sont analytiquement ou graphiquement très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de Galton **112.5 l/s/ha** (40.5 mm/h).

## Bibliographie :

- [1] Plan Directeur D'aménagement et d'Urbanisme (PDAU) Akbou.
- [2] Site internet [www.infoclimat.com](http://www.infoclimat.com)
- [3] R.Bourrier. Les réseaux d'assainissement ; calcul, application, perspectives.
- [4] M. BENOUDA, 2011, Mémoire de fin d'étude, diagnostique et conception du réseau d'assainissement de la cité SIDI BOUMAAZA et polyclinique ville.Bou.Ismail W Tipaza.
- [5] <http://hydrau.epfl.ch/e-drologie/chapitre2>
- [6] BENINA TOUAIBIA, mars 2004, Manuel Pratique d'Hydrologie.
- [7] A. SARI AHMED, Alger 2002, Initiation à l'hydrologie de surface
- [8] P. Dubreuil, Toulouse 1974, Initiation à l'analyse hydrologique.

## Introduction

Lors de l'étude d'un projet d'assainissement, il est nécessaire de définir tous les paramètres et la méthodologie à suivre pour effectuer cette étude tel que la surface d'influence et la pente. Les systèmes d'évacuation et leurs schémas et les coefficients caractérisant cette surface. Pour avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorables.

### III-1-Définition du système d'assainissement

Le système d'assainissement désigne l'ensemble des moyens de collecte, de transport, de traitement et d'épuration des eaux usées domestiques et pluviales avant leurs rejets dans le milieu naturel.

Quel que soit la nature du réseau d'assainissement projeté au niveau d'une zone (rurale ou urbaine), il doit répondre à certains points :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion dans les immeubles et à permettre une circulation aisée dans les rues en temps de pluie.
- L'évacuation des eaux usées d'origine domestique, ainsi que les eaux résiduaires doit être plus éloigné de l'agglomération.

Notre zone d'étude contient 7 rejets différent :

- 4 rejets qui collecte que des eaux usées.
- 3 rejets qui collecte les eaux usées et les eaux pluviales.

**Tableau (III-1) : Les eaux rejeter pour chaque rejet.**

N° Rejet	Surface	Les eaux rejeter
1- Bouzeroual	241	EU
2- I. Tahrikth	159	EU+EP
3- I. Bouleguene	193	EU+EP
4- La gare	68.6	EU
5- I. El Hakem	245	EU+EP
6- Taharacht coté forage	44.2	EU
7- Taharacht coté laiterie	105	EU

#### III-1-1- Différents types de systèmes d'assainissement

Il existe différents systèmes d'évacuation :

**Unitaire** : les eaux usées et les eaux pluviales sont évacué par un réseau unique généralement équipé d'un déversoir d'orage permettant en cas de pluie intense, le rejet par surverse d'une partie des eaux dirigées par un évacuateur vers le milieu naturel.



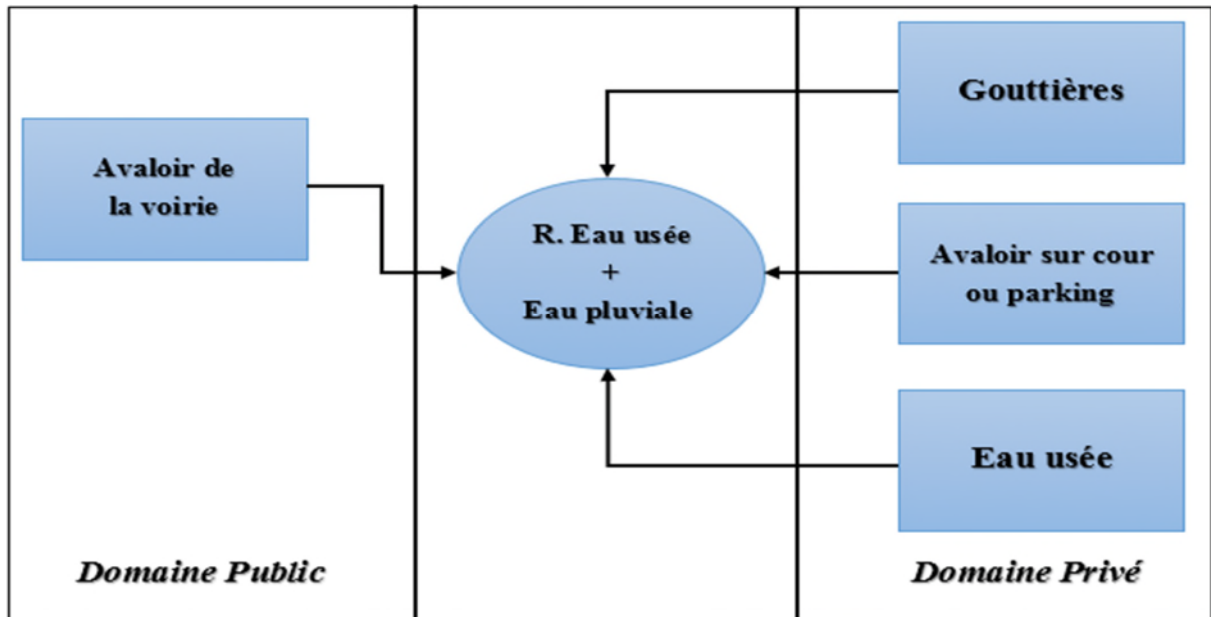


Figure (III-1) : schéma explicatif du réseau unitaire

**Séparatif** :il consiste à effectuer un réseau d'évacuation des eaux usées domestiques (eaux-vannes et eaux ménagères) avec des réserves de certains effluents industriels, alors que l'évacuation des eaux pluviales est assurée par un autre réseau.

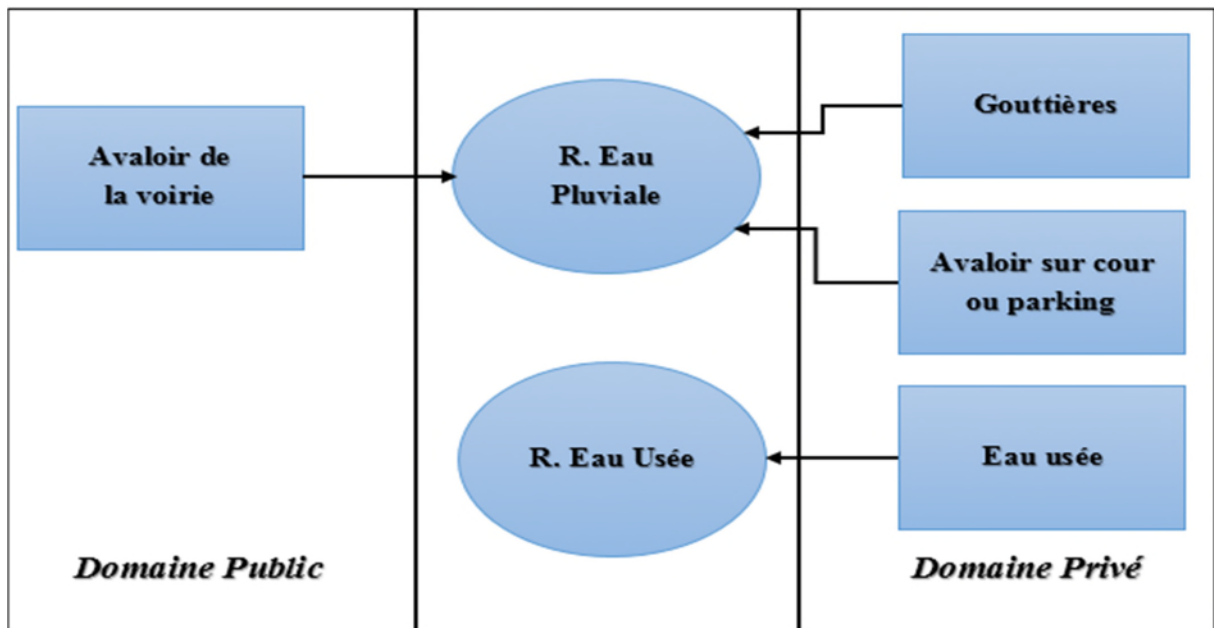


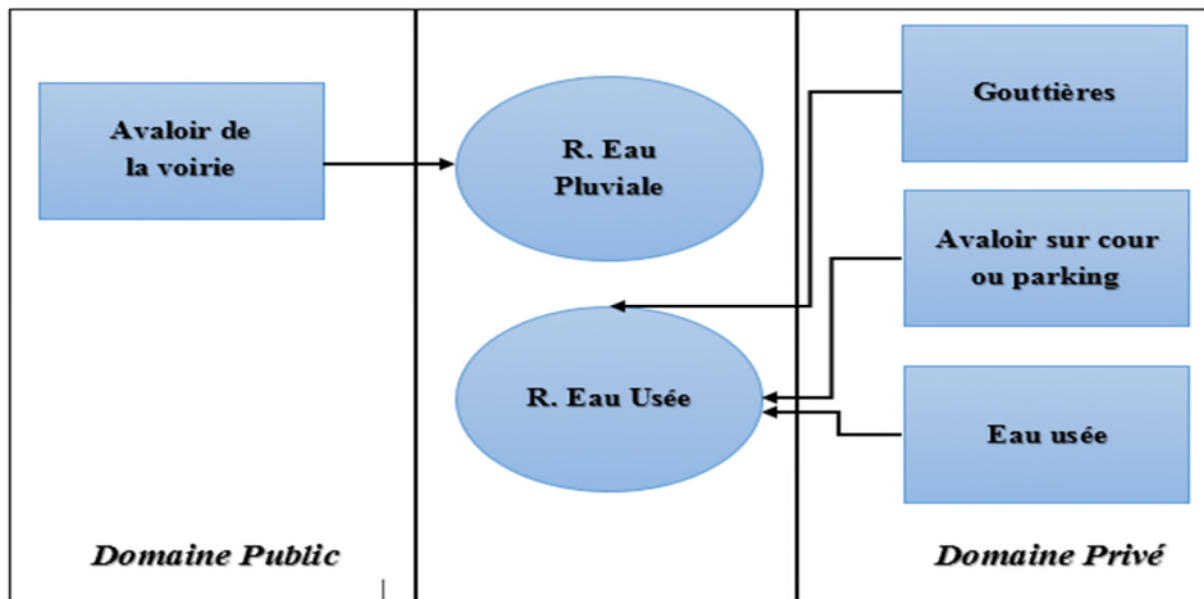
Figure (III-2) : schéma explicatif du réseau séparatif

Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes. Ce réseau ne demande pas de grandes pentes vu que les sections d'écoulement sont souvent réduites. Ce réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre, le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales qui sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel [9].

**Mixte (pseudo-séparatif)** : c'est un système dans lequel les apports d'eaux pluviales sont divisées en deux parties :

- L'une provenant uniquement des surfaces de voiries, et qui s'écoule par des ouvrages particuliers conçue (caniveaux, fossé).
- L'autre provenant des toitures et des cours intérieurs qui sont raccordées aux réseaux d'assainissement, à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usée domestiques. Les évacuations des eaux d'un même immeuble sont ainsi regroupées.



*Figure (III-3) : schéma explicatif du réseau pseudo séparatif.*

**Remarque** : en ce qui concerne notre projet on opte pour le système d'évacuation Séparatif.

### III-2- Choix de configuration

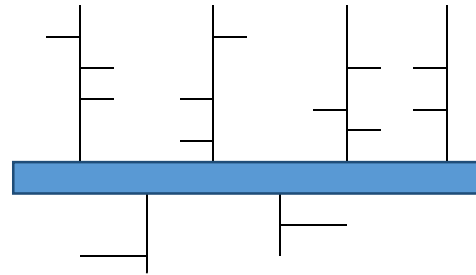
Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter dépend des divers paramètres :

- Les conditions techniques et locale du lieu : la topographie du terrain, la répartition géographique des habitants et le système existant ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public ;
- L'emplacement de la station d'épuration d'eau ;
- Les conditions économiques : le cout et les frais d'investissement et d'entretien ;
- Les conditions environnementales : nature des rejets et le milieu récepteur ;
- Les conditions de rejet.

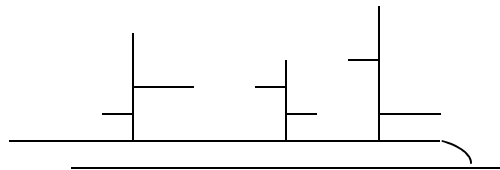
### III-2-1- Schéma d'évacuation

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel, afin de garantir le bon fonctionnement de cet écoulement on fait appel aux schémas d'évacuation suivants

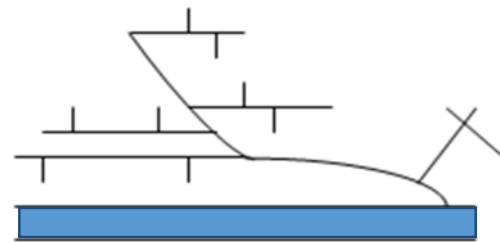
- **Schéma d'équipement Perpendiculaire** : c'est un schéma à écoulement direct dans le cours d'eau, composé d'une succession de collecteurs maintenus perpendiculairement à la rivière .il est adopté pour les eaux pluviales dans des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement prévu.
- **Schéma par déplacement latéral** : le schéma par déplacement latéral est le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.il nécessite d'installer une station de relevage pour régler les problèmes de défaut de pente.
- **Schéma à collecteur transversale ou de collecte oblique** :il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur les collecteurs principaux. Ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de rapporter facilement les effluents par une simple gravité.
- **Schéma latéral par zone étagée** : ce schéma constitue la réplique du schéma par déplacement latéral superposé au schéma a collecteur oblique, avec une multiplication des collecteurs longitudinaux. Le collecteur du haut permet de décharger le collecteur du bas des apports en provenance des bassins dominants de la vallée située en haut de l'agglomération.
- **Schéma radial** : il convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points ou il sera relevé pour être évacuer en un point éloigné de l'agglomération.



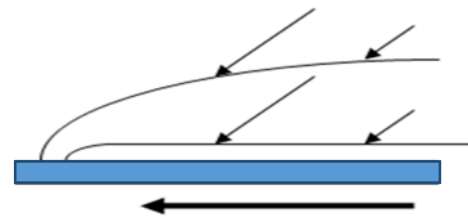
*Figure (III-4) : schéma d'équipement perpendiculaire*



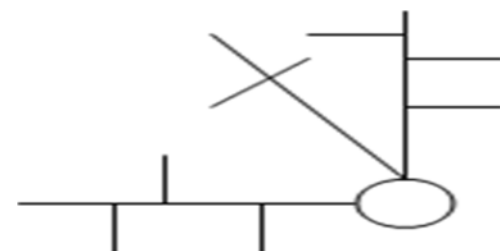
*Figure (III-5) : schéma par déplacement latéral*



*Figure (III-6) : schéma à collecteur transversal ou oblique*



*Figure (III-7) : schéma latéral par zone étagée.*



*Figure (III-8) : schéma radial.*

**Remarque** : le schéma équivalent pour notre projet est celui par déplacement latéral.

### III-3- Découpage de l'aire d'étude en sous bassins

#### III-3-1- Définition

Le bassin est un secteur géographique, limité par des lignes de crêtes ou lignes de partages des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement [10].

#### III-3-2-Choix de la limite des sous bassins

Le découpage du site en sous bassins élémentaire se fait en suivant :

- Les courbes de niveau ;
- Les limites naturelles ;
- La nature du sol ;
- Les densités des habitants ;
- Les routes et les voiries ;
- Les pentes et les contre pentes.

### III-4- Evaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissèlement  $C_r$  est le rapport entre le volume d'eau ruisselé dans le bassin versant et le volume d'eau totale tombé sur ce dernier. il varie entre (0,05 \_1), il doit être évalué le plus justement possible car il englobe de nombreux paramètre à savoir :

- La perméabilité du sol ;
- La topographie du terrain
- La nature du sol ;
- L'occupation du sol ;
- L'humidité de l'air ;
- La durée de pluie et sa capacité d'infiltration.

$$C_r = \frac{\text{débit}}{\text{précipitation}} = \frac{Q(l/s)}{P(l/s*ha)*S(ha)} \quad (\text{III.1})$$

#### III-4-1- Evaluation du coefficient de ruissellement suivant

##### III-4-1-1- Le type de surface

Le tableau ci-dessous présente les différents coefficients de ruissellement attribué selon la nature du sol :

**Tableau (III-2) : coefficients de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.**

Nature de la surface	Coefficient $C_r$
Pavage, chaussées revêtues, piste ciment.	$0.70 < C < 0.95$
Toitures et terrasses	$0.75 < C < 0.95$
Sols imperméable avec Végétation :	
$I < 2\%$	$0.13 < C < 0.18$
$2\% \leq I \leq 7\%$	$0.18 < C < 0.25$
$I > 7\%$	$0.25 < C < 0.35$
Sols perméables avec Végétation :	
$I < 2\%$	$0.05 < C < 0.10$
$2 \leq I \leq 7\%$	$0.10 < C < 0.15$
$I > 7\%$	$0.15 < C < 0.20$

**III-4-1-2-le type d'occupation du sol**

Suivant le type d'occupation du sol, on pourra se référer aux valeurs fournies dans le tableau (III-2) :

**Tableau (III-3) : coefficients de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.**

Type d'occupation du sol	Coefficient Cr
Commercial	$0.70 < C < 0.95$
Résidentiel :	
Lotissement	$0.30 < C < 0.50$
Collectifs	$0.50 < C < 0.75$
Habitat dispersé	$0.25 < C < 0.40$
Industriel	$0.50 < C < 0.80$
Parcs et jardins	$0.05 < C < 0.25$
Terrains de sports	$0.10 < C < 0.30$
Terrains vagues	$0.05 < C < 0.15$
Terres agricoles :	
Drainées	$0.05 < C < 0.13$
Non drainées	$0.03 < C < 0.07$

**III-4-2- Détermination des aires des sous bassins**

Les surfaces de chaque sous bassin se détermine comme suit :

- On somme les surfaces des équipements ainsi que celles des voiries existantes approprié à chaque sous bassin comme l'indique les tableaux suivants ;
- En ce qui concerne les espaces verts, leurs surfaces sont déterminées suivant le plan d'occupation du sol (sur AUTOCAD)

**III-4-3- Détermination du coefficient Cr pour chaque sous bassin**

Les coefficients de ruissellement sont pris en fonction d'urbanisation ; dans notre cas on a sept (7) sous bassins versant : comme l'illustre le tableau suivant :

**Tableau (III-4) : détermination du coefficient de ruissèlement pur chaque sous bassin**

N° Sous bassins	Surface (ha)	Coefficient de ruissèlement
1- Bouzeroual	241	0.5
2- I. Tahrikth	159	0.65
3- I. Bouleguene	193	0.65
4- La gare	68.6	0.75
5- I. El Hakem	245	0.65
6- Taharacht coté forage	44.2	0.5
7- Taharacht coté laiterie	105	0.5

**III-4-4- Calcul du coefficient de ruissellement pondéré  $C_p$** 

Une fois qu'on a déterminé les différentes surfaces qui composent les sous bassins, on calcule le coefficient de plusieurs aires élémentaires et chaque aire est affecté par  $C_{ri}$ , on le calcule suivant cette formule :

$$C_p = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A_t} \quad (III.2)$$

- $S_i$ : surface élémentaire (ha).
- $C_{ri}$ : coefficient partiel.
- $A_t$  : la surface totale (ha).  $S = 1055.8$  ha

$$C_p = 0.60$$

**III-4-5- Calcul de la population pour chaque rejet**

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, le nombre d'habitant pour chaque rejet est donné par la subdivision d'Hydraulique d'Akbou.

*Tableau (III-5) : Le nombre d'habitant pour chaque rejet.*

N° Rejet	Surface (ha)	Coefficient de ruissèlement	Nombre d'habitant (hab) 2016	Nombre d'habitant (hab) 2036
1- Bouzeroual	241	0.5	7405	10313
2- I. Tahrikth	159	0.65	9133	12720
3- I. Bouleguene	193	0.65	10247	14270
4- La gare	68.6	0.75	13015	18126
5- I. El Hakem	245	0.65	13358	18603
6- Taharacht coté forage	44.2	0.5	2312	3219
7- Taharacht coté laiterie	105	0.5	4567	6360
Nombre d'habitant totale			60037	83613

**Conclusion**

Pour conclure ce chapitre, on a fixé les choix suivant :

- Le type du système d'évacuation adopté pour notre étude est unitaire.
- Pour le schéma d'évacuation choisis est celui par déplacement latérale.
- Après avoir découpé notre zone d'étude, on distingue sept sous bassin versant.

## Introduction

Le présent chapitre concerne la quantification des eaux usées et pluviales, susceptibles d'être évacuées et drainées vers le milieu récepteur, ainsi que le fonctionnement hydraulique du système d'assainissement de la zone d'étude.

Il est nécessaire de définir tous les paramètres et la méthodologie à suivre pour effectuer cette étude. Par ailleurs, le réseau d'assainissement à dimensionner est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine urbaine vers le milieu récepteur (oued Soummam) [11].

## IV-1- Estimation des eaux usées et des eaux pluviales de la zone d'étude

### IV-1-1- Evaluation des débits des eaux usées

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale la détermination des eaux pluviales et d'eaux usées à prendre en compte.

Dans notre aire d'étude les rejets en eaux usées se qualifient en terme des besoins et en dotation, selon la population qui conditionne et fait varier les impuretés contenues dans les eaux usées, comprennent des matières organiques, des huiles et des graisses.

### IV-1-2-Origines et natures des eaux usées

Toutes les eaux rejetées sont d'origine domestique à savoir :

- Les eaux de vanne : représentent les urines et celles de WC.
- Les eaux ménagères : sont celles qui proviennent des salles de bain, cuisine et buanderies etc...
- Les eaux de cours(d'établissement) : englobent les eaux de lavage de toitures.

### IV-1-3- Evaluation de la quantité d'eau usée à évacuer

L'évolution du mode de vie, la généralisation des équipements sanitaires et l'augmentation des besoins en eau des lieux d'activité causent un accroissement dans la quantité des eaux usées et une modification dans leurs qualités.

La variation de la consommation d'eau pendant la journée et les saisons influence sur la variation des débits dans les canalisations.

Toute eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée ne représente que 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet [2].

- En ce qui concerne notre cas on opte pour un coefficient de rejet égale 80%.

#### IV-1-3-1- Estimation des débits d'eau usées domestique

Le calcul des débits d'eaux usées domestiques nécessite la détermination de la consommation moyenne journalière, qui correspond au produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateur [2].

- Pour notre cas on a pris une dotation moyenne journalière :  $D=200 \text{ l/j/hab}$ .

**A- Evaluation du débit moyen journalier rejeté**

Pour calculer ce débit, on a utilisé la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{K_r * D * N}{86400} \quad (IV.1)$$

Avec :

- $Q_{moyj}$  : le débit moyen journalier rejeté (l/s) ;
- $K_r$  : coefficient de rejet fonction des habitudes de la population, il caractérise le régime de rejet, on le prend à 80% de la consommation en eau potable ;
- $D$  : dotation journalière, [D = 200 l/j/hab.] ;
- $N$  : nombre d'habitant à l'horizon étudié.

**B- Evaluation du débit de pointe d'eau usée**

Le rejet des eaux usées est variable dans le temps et les localités comme la variation de la consommation, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe rejeté par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p * Q_{moyj} \quad (IV.2)$$

Avec :

- $Q_{pte}$  : le débit de pointe ;
- $K_p$  : coefficient de pointe ;
- $Q_{moyj}$  : débit moyen journalier.

Le coefficient de pointe est le rapport entre le débit maximal et le débit moyen durant la même journée.

**C- Calcul du coefficient de pointe à partir du débit moyen journalier**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{Si : } Q_{moyj} > 2.8 \text{ l/s ;}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si : } Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau comme suit :

**Tableau (IV-1) : Débit actuel des eaux usées domestique de la zone d'étude**

N° du SBV	Surface (ha)	Population	Dotation (l/j/hab)	$K_r$	$Q_{moyj}$ (l/s)	$K_p$	$Q_P$ (l/s)
1- Bouzeroual	241	7405	200	0.8	13,71	1,68	22,97
2- I. Tahrikth	215	9133	200	0.8	16,91	1,61	27,2
3- I. Bouleguene	232	10247	200	0.8	18,98	1,57	29,87
4- La gare	68.6	13015	200	0.8	24,1	1,51	36,38
5- I. El Hakem	245	13358	200	0.8	24,73	1,5	37,17
6- Taharacht coté forage	44.2	2312	200	0.8	4,28	2,21	9,45
7- Taharacht coté laiterie	105	4567	200	0.8	8,46	1,86	15,73
somme	1055.8	60037					178.77



**Tableau (IV-2) : Débit du projet futur des eaux usées domestique.**

N° du SBV	Surface (ha)	population	Dotation (l/j/hab)	$K_r$	$Q_{moyj}$	$K_p$	$Q_P$
1- Bouzeroual	241	10313	200	0.8	19.1	1,57	30.02
2- I. Tahrikth	215	12720	200	0.8	23.5	1.52	35.70
3- I. Bouleguene	232	14270	200	0.8	26.43	1.48	39.28
4- La gare	68.6	18126	200	0.8	33.57	1.43	48.05
5- I. El Hakem	245	18604	200	0.8	34.45	1.42	49.12
6- Taharacht coté forage	44.2	3220	200	0.8	5.96	2.02	12.07
7- Taharacht coté laiterie	105	6360	200	0.8	11.77	1.73	20.36
somme	1055.8	83613					234.6

**IV-1-3-2- Evaluation des débits des équipements**

Par manque de donnée sur la zone d'étude les besoins des équipements (administration, commerce et de l'industrie) seront estimés sur la base des coefficients qui dépend du type d'agglomération.

Le tableau (IV-3) est fourni par la DEAH du MRE ont également été utilisés pour la consommation en eau des administrations, commerces et industries.

**Tableau (IV-3) : Coefficient des besoins en eau du commerce, industrie et administration**

Type d'agglomération	Administration	Commerce	Industrie	Coeff Cum
Urbaine	0.15	0.10	0.15	0.40
Semi-Urbaine	0.10	0.08	0.10	0.28
Rurale	0.05	0.05	0.05	0.15

D'où, les besoins des équipements sont alors estimés à :

$$Q_{\text{equip}} = C_{\text{cum}} * Q_{\text{pte}} \tag{IV.3}$$

**Tableau (IV-4) : Débit future des équipements.**

Rejet	Type	Coefficient cumulé	$Q_{\text{pte}}$ (l/s)	$Q_{\text{équi}}$ (l/s)
1- Bouzeroual	Semi- urbaine	0.28	30.02	8.4
2- I. Tahrikth	Urbaine	0.4	35.7	14.3
3- Bouleguene	Urbaine	0.4	39.28	15.7
4- La gare	Urbaine	0.4	48.05	19.2
5- I. El Hakem	Urbaine	0.4	49.12	19.6
6- Taharacht coté forage	Semi- urbaine	0.28	12.07	3.4
7- Taharacht coté laiterie	Semi- urbaine	0.28	20.36	5.7

$$Q_t = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{équi}} \tag{IV.4}$$

**Tableau (IV-5) : Débit future totale**

Rejet	$Q_{pte}$ (l/s)	$Q_{equip}$ (l/s)	$Q_t$ (l/s)
1-Bouzeroual	30.02	8.4	38.43
2-I. Tahrikth	35.7	14.3	50
3-Bouleguene	39.28	15.7	55
4-La gare	48.05	19.2	67.3
5- I. El Hakem	49.12	19.6	68.8
6- Taharacht coté forage	12.07	3.4	15.4
7- Taharacht coté laiterie	20.36	5.7	26.1

**IV-1-2- Estimation des débits d'eau pluviale**

La dénomination « eaux pluviales » recouvrira les eaux résultant du ruissellement de la pluie sur les surfaces imperméables, qui sont dirigées, véhiculées et rejetées par un réseau [6].

Le dimensionnement d'un réseau pluvial dépend de l'estimation de la plus forte pluie susceptible de survenir dans une période de 10 ans (pluie décennal).

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation ; il existe deux méthodes essentielles pour l'évaluation des débits pluviaux à savoir :

- La méthode rationnelle ;
- La méthode superficielle (Caquot) ;

**IV-1-3- La méthode rationnelle**

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits à partir d'un découpage du bassin versant en secteur A1,A2,...,An, limités par des lignes isochrones de ruissellement tel que l'eau tombe sur ces derniers respectivement, arrive à l'exutoire au bout d'un temps  $\Delta t$ .elle s'exprime par la relation suivante [3] :

$$Q = C_r \cdot i \cdot A \quad (IV.5)$$

$Q$  : débit d'eau ruisselé (l/s).

$C_r$ : coefficient de ruissellement

$i$ : intensité moyenne de période de retour T=10 ans (l/s/ha).

A : surface du bassin versant (ha).

**IV-1-3-1- Limites de la formule rationnelle**

Les hypothèses de linéarité et les difficultés d'évaluation des variables limitent nécessairement le domaine d'utilisation de la formule rationnelle. La non prise en compte de l'amortissement dans le transfert des écoulements limite sa validité à des petits bassins versants disposant de systèmes de collecte ramifiés, sans ouvrage de stockage temporaire et suffisamment pentus pour limiter les phénomènes d'influence aval. Encore très utilisée dans les pays anglo-saxons, son emploi doit cependant rester limité à des bassins versants dont la surface est inférieure à quelques dizaines d'hectares, et qui ne contiennent pas d'ouvrages de retenue [12].

**IV-1-4- La méthode de Caquot**

Il s'agit d'une méthode globale découlant directement de la méthode rationnelle. Elle permet donc le calcul du débit maximum correspondant à une période de retour donnée, à l'exutoire d'un bassin versant urbain [12].

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q_p = K \frac{1}{u} \frac{v}{I} \frac{1}{C} \frac{w}{S} \frac{1}{u} \quad (\text{IV.6})$$

Où :

$Q_p$ : débit pluvial en (m<sup>3</sup>/s) ;

$k, u, v, w$  : coefficient d'expression ;

$I$  : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m) ;

$C$  : coefficient de ruissellement ;

$S$  : surface du sous bassins considéré (ha) ;

Les coefficients d'expression  $K, u, v, w$  sont donnés par les relations :

$$k = \frac{0.5^{b(f)} * a(f)}{6.6} \quad (\text{IV.7})$$

$$v = 0.41b(f) \quad (\text{IV.8})$$

$$u = 1 + 0.287b(f) \quad (\text{IV.9})$$

$$w = 0.95 + 0.507b(f) \quad (\text{IV.10})$$

$a(f)$  et  $b(f)$  sont des paramètres de la relation :

$$I(t, f) = a(f) * t^{b(f)} \quad (\text{IV.11})$$

Où :  $I(t, f)$  : intensité de pluie de durée  $t = 15 \text{ min}$  et de fréquence  $f = 90\%$ .

**IV-1-4-1- Validité de la méthode superficielle**

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- Une superficie totale < 200 ha ;
- La pente doit être comprise entre (0.2% < I < 5%) ;
- Le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1) ;
- Le coefficient d'allongement (0.8 < M < 2).

**IV-1-5- Choix de la méthode**

Pour choisir la méthode de calcul des eaux pluviale en tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu surface, pente, coefficient d'allongement et coefficient de ruissellement.

**Tableau (IV-6) : Les caractéristiques des bassins versants**

N° Rejet	A (ha)	Cr	La pente (%)	La longueur (km)	Coefficient d'allongement
• I. Tahrikth	215	0.65	14.29	2.3	1.82
• I. Bouleguene	232	0.65	15.82	3.72	2.67
• I. El Hakem	245	0.65	17.02	3.2	2.04

On a remarqué que les deux méthodes d'évaluation (rationnelle et Caquot) des débits des eaux pluviales ne vérifient pas les conditions de leurs validités.

Pour la méthode rationnelle : on constate que les surfaces des bassins versant sont vastes.

En ce qui concerne la méthode de Caquot on distingue que la condition de pente n'est pas vérifiée et la surfaces de nos bassins dépassent 200ha.

C'est pourquoi on opte pour la méthode de Socose qui est applicable pour des bassins larges dépassant une superficie de 200 ha.

#### IV-1-6- La méthode de Socose

La méthode de Socose est le résultat, obtenu en 1980, d'une synthèse nationale de l'observation de près de 5000 crues sur 137 petit bassin versant en milieu rural, entreprise par le ministère de l'Agriculture [3].

Cette méthode consiste à calculer le ruissellement correspondant à un hyétogramme donné et à transformer le ruissellement en hydrogramme par une fonction de transfert prédéterminé, dépendant principalement des caractéristiques géométriques et pluviométriques du bassin versant de superficie S comprise 2 et 200 km<sup>2</sup>[3].

Le principe de calcul du modèle Socose est le suivant [3] :

- **La durée caractéristique de la crue D (en heure)** : sur la base des régressions statistiques

$$\ln(D) = -0.69 + 0.32\ln(S) + 2.2 \sqrt{\frac{P_a}{P} * \frac{1}{t_a}} \quad (IV.12)$$

- **L'interception potentielle J** : sur la base des régressions relatives à la nature des sols et de leur aptitude au ruissellement :

$$J = 260 + 21\ln(S/L) - 54\sqrt{P_a/P} \quad (IV.13)$$

- **L'indice pluviométrique K** :

$$K = \frac{24^b P}{21 \left( 1 + \frac{\sqrt{S}}{30 * D^{\frac{1}{3}}} \right)} \quad (IV.14)$$

- **L'intermédiaire ρ** : intervenant dans le ruissellement potentiel :

$$\rho = 1 - \frac{J}{5K(1.25D)^{1-b}} \quad (IV.15)$$

- **Le nombre ξ** : qui est un coefficient proche de 1, fonction de b et ρ (Voir Annexe1).

- **Le débit instantané** :

$$Q_d = \frac{\xi K S}{(1.25D)^b} \frac{\rho^2}{15-21\rho} \quad (IV.16)$$

- **Le débit Socose** :

$$Q_{Socose} = Q_d * \frac{c}{0.1} \quad (IV.17)$$

Avec :

- S : la superficie du bassin versant (en Km<sup>2</sup>) ;
- L : la longueur du chemin hydraulique le plus long depuis l'exutoire jusqu'à la périphérie amont du bassin versant (km);
- P : la pluie décennale journalière locale (en mm) ;
- $P_a$  : la pluviométrie moyenne interannuelle (en mm) ;
- $t_a$  : la température moyenne réduite au niveau de la mer ;
- b : exposant climatique.

## IV-2- Application de la méthode Socose pour notre zone d'étude

*Tableau (IV-7) : Estimation des débits des eaux pluviales*

Bassin versant	A (Km <sup>2</sup> )	Cr	L (Km)	D (h)	J	K	$\rho$	$\xi$	$Q_d$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{socose}$ (m <sup>3</sup> /s)
I. Tahrikth	2.15	0.65	2.3	1.64	112.56	25.52	0.43	1	0.962	6.25
I. Bouleguene	2.32	0.65	3.72	1.75	106.53	25.45	0.48	1	1.704	11.08
I. El Hakem	2.45	0.65	3.2	1.89	114.70	25.36	0.46	1	1.825	11.86

La phase qui vient après la détermination des débits c'est bien le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception.

## IV-3- Conception du réseau séparatif

La conception d'un réseau d'assainissement se caractérise par [3] :

- Des contraintes physiques subordonnées au relief du terrain, aux branchements d'immeubles et à la dépendance par rapport aux autres réseaux ;
- Des données hydrauliques : nature de l'effluent, débit, caractéristiques des sections ;
- Des dispositions techniques, qui exigent les solutions les plus économiques ;

Les collecteurs sont définis par leur :

- Emplacement ;
- Profondeur ;
- Diamètre (extérieur, intérieur) ;
- Pente.

Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur :

- Emplacement (en plan) ;
- Profondeur ;
- Cote du terrain naturel.

## IV-4- Dimensionnement du réseau d'assainissement

### IV-4-1- Condition d'écoulement et dimensionnement

Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ; il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts de sable, dans les collecteurs est de l'ordre de :

- 0,6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section.
- 0,3 m/s au moins pour le un centième du débit de pleine section.
- La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

#### IV-4-2- Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé ( $P_m$ ) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau (m).
- Section mouillée ( $S_m$ ) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m<sup>2</sup>).
- Rayon hydraulique ( $R_h$ ) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé (m).
- Vitesse moyenne ( $V$ ) : c'est le rapport entre le débit volumique (m<sup>3</sup>/s) et la section (m<sup>2</sup>).

Le dimensionnement des collecteurs se fait à la base des abaques de BAZIN. Le procédé de calcul est le suivant :

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque N° 1 le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports :

- Rapport des débits :

$$R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (\text{IV.18})$$

- Rapport des vitesses :

$$R_V = \frac{V}{V_{ps}} \quad (\text{IV.19})$$

- Rapport des hauteurs :

$$R_h = \frac{h}{D} \quad (\text{IV.20})$$

Avec :

- $Q$ : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m<sup>3</sup>/s)
- $V$ : Vitesse d'écoulement en (m/s).
- $h$ : Hauteur de remplissage dans la conduite en (m).
- $D$ : diamètre normalisé de la conduite en (mm).
- $I$ : Pente du collecteur en (m/m).
- $Q_{ps}$ : Débit de pleine section en (m<sup>3</sup>/s)
- $V_{ps}$ : Vitesse à pleine section en (m/s)

Le débit  $Q$  s'exprime par la formule :

$$Q = V \cdot S \quad (\text{IV.21})$$

Dans laquelle :

- $S$  : est la section mouillée ;
- $V$  : la vitesse moyenne.

Cette vitesse se calcule par différents expression. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en m/s est déterminée par l'expression :

$$V = KR^{2/3}I_M^{1/2} \quad (\text{IV.21})$$

Où :

- $K$  : est le coefficient de rugosité (Béton Armée  $K = 90$ ) ;
- $R$  : est le rayon hydraulique en (m) ;
- $I_M$  : est la pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit  $Q$  donnée.

On obtient donc :

$$Q = KSR^{2/3}I_M^{1/2} \quad (\text{IV.22})$$

Les différentes pentes sont données par les formules suivantes :

La pente de radier : 
$$I = \frac{CTNam - CTNav}{L}$$

La pente de collecteur : 
$$I = \frac{(CTNam - Pr) - (CTNav - Pr)}{L}$$

Avec ;

- $CTNam$  ; Cote de terrain naturel amont ;
- $CTNav$  : Cote de terrain naturel aval ;
- $Pr$  : profondeur de regard ;
- $L$  : longueur du collecteur.

Le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left( \frac{n \cdot Qt}{0.3115 \cdot \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

- $n$  : La rugosité de la conduite  $n = \frac{1}{K} = 0.012$

La vitesse en pleine section :

$$V_{ps} = Ks * \left( \frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} \quad (\text{IV.24})$$

Le débit en plein section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi \cdot (DNor)^2}{4} \quad (\text{IV.25})$$

## IV-5- Vérification des conditions d'auto curage [13]

**1<sup>ère</sup> Condition :**

$$\begin{aligned} H &= \frac{D_{com}}{2} \Rightarrow R_h = 0,5 \Rightarrow R_v = 1,02 \\ &\Rightarrow H = D_{com} \cdot R_h = D_{com} \cdot 0,5 \\ &\Rightarrow V = V_{ps} \cdot R_v = V_{ps} \cdot 1,02 \geq 0,7 \text{ m/s} \end{aligned}$$

2<sup>ème</sup> Condition :

$$\begin{aligned}H &= \frac{2}{10} D_{Com} \Rightarrow R_h = 0,2 \Rightarrow R_v = 0,6 \\&\Rightarrow H = D_{Com} \cdot R_h = D_{Com} \cdot 0,2 \\&\Rightarrow V = V_{ps} \cdot R_v = V_{ps} \cdot 0,6 \geq 0,3 \text{ m/s}\end{aligned}$$

3<sup>ème</sup> Condition :

$$\begin{aligned}R_q &= \frac{Q_t}{Q_{ps}} \Rightarrow R_h \text{ de l'abaque} \\H &> 0,2 D_{Com} = 0,04 \text{ m}\end{aligned}$$



## Les Collecteurs Secondaires

**Tableau (IV-8) : Dimensionnement de collecteur Bouzeroual**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R1-R2	177.16	1	175.76	1	42.3	0.038	0.03	159	160	1.94	0.039	0.98	1.14	0.81	2.21	129	V

**Tableau (IV-9) : Dimensionnement de collecteur Ighzer Tahrikth**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R3 - R4	176.72	1	175.52	1	42.3	0.050	2.94	180	200	2.09	0.066	0.76	1.10	0.65	2.30	131	V
R4 - R5	175.52	1	174.31	1	34.8	0.050	3.40	176	200	2.25	0.071	0.71	1.08	0.62	2.44	124	V
R5 - R6	174.31	1	174.31	1.1	15.8	0.050	0.40	262	300	1.01	0.072	0.70	1.08	0.62	1.09	185	V
R6 - R7	174.31	1.1	173.49	1	30.9	0.050	2.40	187	300	2.48	0.175	0.29	0.86	0.37	2.13	110	V
R7 - R8	173.49	1	172.13	1	39.6	0.050	3.50	175	300	2.99	0.212	0.24	0.82	0.33	2.44	99	V
R8 - R9	172.13	1	171.99	1	16.9	0.050	0.70	236	300	1.34	0.095	0.53	1.01	0.52	1.36	155	V
R9 - R10	171.99	1	171.88	1	16.7	0.050	0.70	236	300	1.34	0.095	0.53	1.01	0.52	1.36	155	V
R10 - R11	171.88	1	171.31	1.8	20.5	0.050	2.80	182	300	2.68	0.189	0.26	0.84	0.35	2.26	105	V
R11 - R12	171.31	1.8	169.36	2.2	29.9	0.050	4.00	171	300	3.20	0.226	0.22	0.80	0.32	2.56	96	V
R12 - R13	169.36	2.2	167.51	2.9	17.5	0.050	4.00	171	300	3.20	0.226	0.22	0.80	0.32	2.56	96	V
R13 - R14	167.51	2.9	165.14	1	12.8	0.050	4.00	171	300	3.20	0.226	0.22	0.80	0.32	2.56	96	V
R14 - R15	165.14	1	163.14	1	52.8	0.050	3.80	172	300	3.12	0.221	0.23	0.81	0.32	2.52	97	V
R15 - R16	163.14	1	162.34	1	28.4	0.050	2.90	181	300	2.73	0.193	0.26	0.84	0.35	2.29	104	V
R16 - R17	162.34	1	162.29	1.1	35.6	0.050	0.40	262	300	1.01	0.072	0.70	1.08	0.62	1.09	185	V
R17 - R18	162.29	1.1	161.82	1	41.5	0.050	0.90	225	300	1.52	0.107	0.47	0.98	0.48	1.49	144	V
R18 - R19	161.82	1	162.16	1.5	32.6	0.050	0.40	262	300	1.01	0.072	0.70	1.08	0.62	1.09	185	V
R19 - R20	162.16	1.5	162.15	1.6	25.4	0.050	0.40	262	300	1.01	0.072	0.70	1.08	0.62	1.09	185	V
R20 - R21	162.15	1.6	161.71	1.3	33	0.050	0.40	262	300	1.01	0.072	0.70	1.08	0.62	1.09	185	V

**Tableau (IV-10) : Dimensionnement le collecteur Ighzer Bouleguene**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m³/s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R22 - R23	183.11	1	182.18	1	15	0.055	6.29	162	200	3.06	0.096	0.57	1.03	0.54	3.16	108	v
R23 - R24	182.18	1	182.18	1	4.5	0.055	0.40	272	300	1.01	0.072	0.77	1.10	0.66	1.12	197	v
R24 - R25	182.18	1	182.19	1.1	8.4	0.055	0.40	272	300	1.01	0.072	0.77	1.10	0.66	1.12	197	v
R25 - R26	182.19	1.1	180.90	1	18.5	0.055	6.60	161	300	4.11	0.291	0.19	0.77	0.29	3.16	88	v
R26 - R27	180.90	1	181.08	1.3	27.7	0.055	0.40	272	300	1.01	0.072	0.77	1.10	0.66	1.12	197	v
R27 - R28	181.08	1.3	180.49	1	23.1	0.055	1.30	218	300	1.82	0.129	0.43	0.96	0.46	1.75	137	v
R28 - R29	180.49	1	178.59	1	28	0.055	6.80	160	300	4.17	0.295	0.19	0.76	0.29	3.19	88	v
R29 - R30	178.59	1	178.23	1	38	0.055	1.00	229	300	1.60	0.113	0.49	0.99	0.49	1.59	148	v
R30 - R31	178.23	1	177.87	1	37	0.055	0.90	233	300	1.52	0.107	0.51	1.01	0.51	1.53	152	v
R31 - R32	177.87	1	177.87	1.1	15.2	0.055	0.40	272	300	1.01	0.072	0.77	1.10	0.66	1.12	197	v
R32 - R33	177.87	1.1	177.18	1.6	21.6	0.055	2.90	187	300	2.73	0.193	0.29	0.86	0.37	2.35	110	v
R33 - R34	177.18	1.6	174.59	1	24.6	0.055	8.00	155	300	4.53	0.320	0.17	0.75	0.28	3.37	84	v
R34 - R35	174.59	1	175.08	2.7	13.6	0.055	0.40	272	300	1.01	0.072	0.77	1.10	0.66	1.12	197	v
R35 - R36	175.08	2.7	172.2	2.8	15	0.055	8.00	155	300	4.53	0.320	0.17	0.75	0.28	3.37	84	v
R36 - R37	172.2	2.8	167.14	1	40.3	0.055	8.00	155	300	4.53	0.320	0.17	0.75	0.28	3.37	84	v
R37 - R38	167.14	1	166.32	1	44.8	0.055	1.90	203	300	2.21	0.156	0.35	0.91	0.41	2.01	123	v
R38 - R39	166.32	1	164.58	1	39.4	0.055	4.40	173	300	3.36	0.237	0.23	0.81	0.33	2.73	98	v
R39 - R40	164.58	1	163.26	1	30.8	0.055	4.20	175	300	3.28	0.232	0.24	0.82	0.33	2.68	99	v
R40 - R41	163.26	1	162.67	1	47.1	0.055	1.30	218	300	1.82	0.129	0.43	0.96	0.46	1.75	137	v
R41 - R42	162.67	1	161.45	1	42.4	0.055	2.90	187	300	2.73	0.193	0.29	0.86	0.37	2.35	110	v
R42 - R43	161.45	1	161.14	1	45.4	0.055	0.70	245	300	1.34	0.095	0.58	1.04	0.55	1.39	164	v
R43 - R44	161.14	1	161.07	1.1	35.2	0.055	0.40	272	300	1.01	0.072	0.77	1.10	0.66	1.12	197	v
R44 - R45	161.07	1.1	161.01	1.2	37.4	0.055	0.40	272	300	1.01	0.072	0.77	1.10	0.66	1.12	197	v
R45 - R46	161.01	1.2	160.96	1.4	50.2	0.055	0.40	272	300	1.01	0.072	0.77	1.10	0.66	1.12	197	v
R46 - R47	160.96	1.4	160.02	1	53.9	0.055	1.10	225	300	1.68	0.119	0.46	0.98	0.48	1.65	143	v
R47 - R48	160.02	1	159.61	1	34.5	0.055	1.20	221	300	1.75	0.124	0.44	0.97	0.47	1.70	140	v

**Tableau (IV-11) : Dimensionnement de collecteur de La Gare**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R49 - R50	159.1	1	158.39	1	15.3	0.067	4.74	184	200	2.66	0.084	0.81	1.11	0.68	2.96	136	v
R50 - R51	158.39	1	157.57	1	20.1	0.067	4.00	190	200	2.44	0.077	0.88	1.13	0.73	2.75	145	v
R51 - R52	157.57	1	157.29	1	19.7	0.067	1.50	229	250	1.74	0.085	0.79	1.11	0.67	1.92	168	v
R52 - R53	157.29	1	157.34	1.2	25.4	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R53 - R54	157.34	1.2	157.37	1.3	17.7	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R54 - R55	157.37	1.3	157.31	1.3	17.5	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R55 - R56	157.31	1.3	157.2	1.2	18.2	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R56 - R57	157.2	1.2	157.12	1.3	23.9	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R57 - R58	157.12	1.3	157.07	1.3	12.9	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R58 - R59	157.07	1.3	157.07	1.3	15.1	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R59 - R60	157.07	1.3	156.98	1.3	20.5	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R60 - R61	156.98	1.3	157.09	1.5	16.8	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R61 - R62	157.09	1.5	156.95	1.4	19.1	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R62 - R63	156.95	1.4	158.23	2.9	46.5	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R63 - R64	158.23	2.9	156.66	1.5	42.5	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R64 - R65	156.66	1.5	157.01	2	38.7	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R65 - R66	157.01	2	157.43	2.6	40.1	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R66 - R67	157.43	2.6	157.34	2.7	46.2	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v
R67 - R68	157.34	2.7	157.85	3.4	56.5	0.067	0.40	293	300	1.01	0.072	0.94	1.14	0.77	1.15	231	v

**Tableau (IV-12) : Dimensionnement du collecteur Ighzer El Hakem**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R69 - R70	182.02	1	182.02	1	6.5	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V
R70 - R71	182.02	1	181.63	2.3	11.7	0.069	3.30	199	375	3.37	0.373	0.18	0.76	0.29	2.57	109	V
R71 - R72	181.63	2.3	179.05	1	15.8	0.069	8.00	169	375	5.25	0.580	0.12	0.67	0.23	3.53	87	V
R72 - R73	179.05	1	175.95	2	38.7	0.069	8.00	169	375	5.25	0.580	0.12	0.67	0.23	3.53	87	V
R73 - R74	175.95	2	170.65	1	53.7	0.069	8.00	169	375	5.25	0.580	0.12	0.67	0.23	3.53	87	V
R74 - R75	170.65	1	168.72	1	63.4	0.069	3.10	201	375	3.27	0.361	0.19	0.77	0.30	2.52	111	V
R75 - R76	168.72	1	167.24	1.3	28	0.069	5.20	183	375	4.24	0.468	0.15	0.71	0.26	3.02	97	V
R76 - R77	167.24	1.3	163.86	1	38.54	0.069	8.00	169	375	5.25	0.580	0.12	0.67	0.23	3.53	87	V
R77 - R78	163.86	1	161.26	1.1	53	0.069	5.00	184	375	4.15	0.459	0.15	0.72	0.26	2.98	98	V
R78 - R79	161.26	1.1	159.78	1	25.1	0.069	5.70	180	375	4.43	0.490	0.14	0.70	0.25	3.13	95	V
R79 - R80	159.78	1	159.62	1	20.6	0.069	0.80	260	375	1.66	0.183	0.37	0.93	0.42	1.54	159	V
R80 - R81	159.62	1	158.46	1	16.4	0.069	7.10	172	375	4.95	0.547	0.13	0.68	0.24	3.38	90	V
R81 - R82	158.46	1	155.56	1.1	65.5	0.069	4.50	188	375	3.94	0.435	0.16	0.73	0.27	2.87	101	V
R82 - R83	155.56	1.1	155.71	1.3	31.5	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V
R83 - R84	155.71	1.3	155.45	1.1	28	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V
R84 - R85	155.45	1.1	155.58	1.2	16.3	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V
R85 - R86	155.58	1.2	155.61	1.3	22	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V
R86 - R87	155.61	1.3	155.61	1.3	11.1	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V
R87 - R88	155.61	1.3	155.60	1.3	12.2	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V
R88 - R89	155.60	1.3	155.38	1.2	54.4	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V
R89 - R90	155.38	1.2	155.14	1.1	49	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V
R90 - R91	155.14	1.1	154.82	1	48.6	0.069	0.50	284	375	1.31	0.145	0.47	0.99	0.48	1.30	182	V
R91 - R92	154.82	1	155.51	1.8	42.9	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V
R92 - R93	155.51	1.8	158.45	4.8	34	0.069	0.20	337	375	0.83	0.092	0.75	1.10	0.65	0.91	243	V

**Tableau (IV-13) : Dimensionnement de collecteur Taharacht Coté Forage**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R94 - R95	155.63	1	155.09	1.1	52.8	0.015	1.12	139	150	1.07	0.019	0.82	1.12	0.69	1.19	103	V
R95 - R96	155.09	1.1	155.41	1.5	37.9	0.015	0.40	169	200	0.77	0.024	0.63	1.06	0.58	0.82	116	V
R96 - R97	155.41	1.5	155.20	1.5	37.3	0.015	0.40	169	200	0.77	0.024	0.63	1.06	0.58	0.82	116	V
R97 - R98	155.20	1.5	155.37	1.8	50.3	0.015	0.40	169	200	0.77	0.024	0.63	1.06	0.58	0.82	116	V
R98 - R99	155.37	1.8	155.34	2	40.4	0.015	0.40	169	200	0.77	0.024	0.63	1.06	0.58	0.82	116	V
R99 - R182	155.34	2	155.79	2.7	65.7	0.015	0.40	169	200	0.77	0.024	0.63	1.06	0.58	0.82	116	V

**Tableau (IV-14) : Dimensionnement de collecteur Taharacht Coté Laiterie**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R101 - R102	161.64	1	161.53	1.2	42.5	0.026	0.60	190	200	0.95	0.030	0.88	1.13	0.73	1.07	146	V
R102 - R103	161.53	1.2	161.44	1.3	40.3	0.026	0.60	190	200	0.95	0.030	0.88	1.13	0.73	1.07	146	V
R103 - R104	161.44	1.3	159.75	1	23.26	0.026	6.00	124	200	2.99	0.094	0.28	0.85	0.36	2.56	72	V
R104 - R105	159.75	1	159.51	1	19.9	0.026	1.20	167	200	1.34	0.042	0.62	1.05	0.57	1.41	114	V
R105 - R106	159.51	1	159.25	1	15.8	0.026	1.70	157	200	1.59	0.050	0.52	1.01	0.51	1.61	103	V
R106 - R107	159.25	1	158.52	1	42	0.026	1.80	155	200	1.64	0.051	0.51	1.00	0.50	1.64	101	V
R107 - R108	158.52	1	158.25	1	17.2	0.026	1.40	163	200	1.45	0.045	0.57	1.03	0.54	1.49	109	V
R108 - R109	158.25	1	157.65	1	28.3	0.026	2.20	149	200	1.81	0.057	0.46	0.98	0.48	1.77	95	V
R109 - R110	157.65	1	156.22	1	42.3	0.026	3.40	138	200	2.25	0.071	0.37	0.92	0.42	2.08	84	V
R110 - R111	156.22	1	153.86	1	36.7	0.026	6.40	122	200	3.09	0.097	0.27	0.85	0.35	2.62	71	V
R111 - R112	153.86	1	151.83	1	33.2	0.026	6.10	123	200	3.02	0.095	0.28	0.85	0.36	2.57	72	V
R112 - R113	151.83	1	151.6	1	24.9	0.026	0.90	177	200	1.16	0.036	0.72	1.09	0.63	1.26	125	V
R113 - R114	151.6	1	151.43	1	18.4	0.026	0.90	177	200	1.16	0.036	0.72	1.09	0.63	1.26	125	V
R114 - R115	151.43	1	152.88	2.8	51	0.026	0.60	190	200	0.95	0.030	0.88	1.13	0.73	1.07	146	V

## Le collecteur Principal

**Tableau (IV-15) : Dimensionnement de collecteur Bouzeroual – Ighzer Tahrikth**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R2 - R21	175.76	1	176.74	2.1	41.8	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R21 - R116	176.74	2.1	176.60	2.1	55.6	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R116 - R117	176.60	2.1	176.01	1.7	36.5	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R117 - R118	176.01	1.7	175.55	1.4	63.8	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R118 - R119	175.55	1.4	175.19	1.2	56.5	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R119 - R120	175.19	1.2	175.44	1.6	50	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R120 - R121	175.44	1.6	175.15	1.5	51.8	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R121 - R122	175.15	1.5	175.35	1.8	38.5	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R122 - R123	175.35	1.8	172.07	1	44.5	0.038	5.70	144	300	3.82	0.270	0.14	0.71	0.25	2.70	76	V
R123 - R124	172.07	1	171.76	1	40.1	0.038	0.80	209	300	1.43	0.101	0.38	0.93	0.43	1.33	128	V
R124 - R125	171.76	1	172.13	1.5	33.8	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R125 - R126	172.13	1.5	171.38	1	45.5	0.038	0.60	220	300	1.24	0.088	0.44	0.97	0.46	1.20	139	V
R126 - R127	171.38	1	170.55	1	44.2	0.038	1.80	179	300	2.15	0.152	0.25	0.83	0.34	1.79	103	V
R127 - R128	170.55	1	169.94	1	63	0.038	1.00	200	300	1.60	0.113	0.34	0.90	0.40	1.45	121	V
R128 - R129	169.94	1	169.64	1	37.3	0.038	0.80	209	300	1.43	0.101	0.38	0.93	0.43	1.33	128	V
R129 - R130	169.64	1	169.38	1.1	47.9	0.038	0.60	220	300	1.24	0.088	0.44	0.97	0.46	1.20	139	V
R130 - R131	169.38	1.1	167.95	1.1	65.2	0.038	2.20	173	300	2.37	0.168	0.23	0.81	0.33	1.92	98	V
R131 - R132	167.95	1.1	167.39	1	69.1	0.038	0.80	209	300	1.43	0.101	0.38	0.93	0.43	1.33	128	V
R132 - R133	167.39	1	166.70	1	51.3	0.038	1.30	191	300	1.82	0.129	0.30	0.87	0.37	1.59	112	V
R133 - R134	166.70	1	166.76	1.3	54.9	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R134 - R135	166.76	1.3	166.72	1.3	40	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R135 - R136	166.72	1.3	165.40	1	43.8	0.038	2.30	171	300	2.43	0.172	0.22	0.80	0.32	1.95	96	V
R136 - R137	165.40	1	164.91	1	51.4	0.038	1.00	200	300	1.60	0.113	0.34	0.90	0.40	1.45	121	V
R137 - R138	164.91	1	164.79	1.1	63.7	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R138 - R139	164.79	1.1	164.22	1	61.5	0.038	0.80	209	300	1.43	0.101	0.38	0.93	0.43	1.33	128	V
R139 - R140	164.22	1	164.26	1.2	54.8	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R140 - R141	164.26	1.2	163.33	1	59.9	0.038	1.20	193	300	1.75	0.124	0.31	0.88	0.38	1.54	115	V
R141 - R142	163.33	1	163.20	1.1	62	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R142 - R143	163.20	1.1	163.12	1.1	44.9	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R143 - R144	163.12	1.1	162.81	1	41	0.038	0.50	228	300	1.13	0.080	0.48	0.99	0.49	1.12	146	V
R144 - R145	162.81	1	162.91	1.3	45.7	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V

R145 - R146	162.91	1.3	162.81	1.3	50.8	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R146 - R147	162.81	1.3	162.69	1.4	58.3	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R147 - R148	162.69	1.4	162.55	1.4	45.6	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R148 - R149	162.55	1.4	162.25	1.2	33.6	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R149 - R150	162.25	1.2	162.23	1.3	38.4	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V
R150 - R151	162.23	1.3	161.71	1	86.8	0.038	0.30	251	300	0.88	0.062	0.62	1.05	0.57	0.92	171	V

**Tableau (IV-16) : Dimensionnement de collecteur Ighzer Tahrikth – Ighzer Bouleguene**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R48 - R151	161.83	1	161.52	1	43.3	0.088	0.82	284	300	1.45	0.103	0.86	1.12	0.72	1.63	215	V
R151 - R152	161.52	1	161.59	1.2	49.2	0.088	0.20	370	375	0.83	0.092	0.96	1.14	0.79	0.95	296	V
R152 - R153	161.59	1.2	161.55	1.3	63	0.088	0.20	370	375	0.83	0.092	0.96	1.14	0.79	0.95	296	V
R153 - R154	161.55	1.3	161.23	1.1	67.4	0.088	0.20	370	375	0.83	0.092	0.96	1.14	0.79	0.95	296	V
R154 - R155	161.23	1.1	160.96	1.1	68.8	0.088	0.30	343	375	1.02	0.112	0.79	1.11	0.67	1.13	251	V
R155 - R156	160.96	1.1	160.73	1	73.4	0.088	0.30	343	375	1.02	0.112	0.79	1.11	0.67	1.13	251	V
R156 - R157	160.73	1	160.01	1	50.5	0.088	1.40	257	375	2.20	0.243	0.36	0.92	0.42	2.02	157	V
R157 - R68	160.01	1	159.61	1	54.9	0.088	0.70	292	375	1.55	0.172	0.52	1.01	0.51	1.56	191	V

**Tableau (IV-17) : Dimensionnement de collecteur Ighzer Bouleguene – La Gare**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R68 - R158	159.61	1	159.82	1.3	46.5	0.143	0.20	443	450	0.94	0.149	0.96	1.14	0.79	1.07	355	V
R158 - R159	159.82	1.3	159.70	1.3	40.6	0.143	0.20	443	450	0.94	0.149	0.96	1.14	0.79	1.07	355	V
R159 - R160	159.70	1.3	159.30	1	42.1	0.143	0.40	389	450	1.33	0.211	0.68	1.07	0.61	1.42	272	V
R160 - R161	159.30	1	159.17	1.1	48.1	0.143	0.30	411	450	1.15	0.183	0.79	1.11	0.67	1.27	301	V
R161 - R162	159.17	1.1	158.97	1	42.7	0.143	0.40	389	450	1.33	0.211	0.68	1.07	0.61	1.42	272	V
R162 - R163	158.97	1	158.72	1	42.6	0.143	0.60	361	450	1.62	0.258	0.56	1.02	0.53	1.66	240	V
R163 - R164	158.72	1	159.77	2.1	26.8	0.143	0.20	443	450	0.94	0.149	0.96	1.14	0.79	1.07	355	V
R164 - R165	159.77	2.1	158.82	1.3	40	0.143	0.20	443	450	0.94	0.149	0.96	1.14	0.79	1.07	355	V
R165 - R166	158.82	1.3	158.62	1.1	37.2	0.143	0.20	443	450	0.94	0.149	0.96	1.14	0.79	1.07	355	V
R166 - R167	158.62	1.1	158.38	1	33.5	0.143	0.40	389	450	1.33	0.211	0.68	1.07	0.61	1.42	272	V
R167 - R168	158.38	1	158.11	1	33	0.143	0.80	342	450	1.88	0.298	0.48	0.99	0.49	1.86	220	V
R168 - R169	158.11	1	157.70	1	42.8	0.143	1.00	328	450	2.10	0.334	0.43	0.96	0.46	2.02	206	V
R169 - R170	157.70	1	157.45	1	40	0.143	0.60	361	450	1.62	0.258	0.56	1.02	0.53	1.66	240	V

R170 - R171	157.45	1	157.34	1	41.3	0.143	0.30	411	450	1.15	0.183	0.79	1.11	0.67	1.27	301	V
R171 - R172	157.34	1	157.22	1	44	0.143	0.20	443	450	0.94	0.149	0.96	1.14	0.79	1.07	355	V
R172 - R173	157.22	1	157.08	1	21.8	0.143	0.70	351	450	1.75	0.279	0.51	1.01	0.51	1.77	229	V
R173 - R174	157.08	1	157.36	1.4	39.6	0.143	0.20	443	450	0.94	0.149	0.96	1.14	0.79	1.07	355	V
R174 - R93	157.36	1.4	157.85	2	45.6	0.143	0.20	443	450	0.94	0.149	0.96	1.14	0.79	1.07	355	V

**Tableau (IV-18) : Dimensionnement de collecteur La Gare – Ighzer El Hakem**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R93 - R175	157.85	1	157.22	1	37.4	0.211	1.78	340	375	2.48	0.274	0.77	1.10	0.66	2.74	247	V
R175 - R176	157.22	1	156.90	1	49.7	0.211	0.60	417	450	1.62	0.258	0.82	1.12	0.69	1.81	309	V
R176 - R177	156.90	1	156.22	1	63.3	0.211	1.10	372	450	2.20	0.350	0.60	1.04	0.56	2.30	252	V
R177 - R178	156.22	1	156.16	1.1	49.9	0.211	0.30	475	500	1.23	0.242	0.87	1.13	0.72	1.39	361	V
R178 - R179	156.16	1.1	156.02	1.1	53	0.211	0.30	475	500	1.23	0.242	0.87	1.13	0.72	1.39	361	V
R179 - R180	156.02	1.1	155.92	1.1	42.5	0.211	0.20	512	600	1.14	0.321	0.66	1.07	0.59	1.21	355	V
R180 - R181	155.92	1.1	155.62	1.1	31	0.211	0.90	386	600	2.41	0.682	0.31	0.88	0.38	2.12	229	V
R181 - R182	155.62	1.1	158.45	4	42.7	0.211	0.20	512	600	1.14	0.321	0.66	1.07	0.59	1.21	355	V

**Tableau (IV-19) : Dimensionnement de collecteur Ighzer El Hakem – Taharacht Coté Forage**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R181 - R182	158.45	1	157.05	1	44	0.280	3.28	337	375	3.36	0.372	0.75	1.10	0.65	3.69	243	V
R182 - R183	157.05	1	156.29	1	57.2	0.280	1.30	401	450	2.39	0.380	0.73	1.09	0.64	2.61	287	V
R183 - R184	156.29	1	155.79	1	41.4	0.280	1.20	407	450	2.30	0.365	0.76	1.10	0.66	2.53	295	V



**Tableau (IV-20) : Dimensionnement de collecteur Taharacht Coté Forage – Taharacht Coté Laiterie**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R115 - R184	155.79	1	155.48	1	33.4	0.295	1.03	427	450	2.13	0.338	0.87	1.13	0.72	2.39	326	V
R184 - R185	155.48	1	155.27	1.1	40	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R185 - R186	155.27	1.1	155.39	1.6	46.7	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R186 - R187	155.39	1.6	155.42	1.9	31.7	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R187 - R188	155.42	1.9	156.79	3.8	57.3	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R188 - R189	156.79	3.8	156.55	3.7	27.7	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R189 - R190	156.55	3.7	155.32	3	62.8	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R190 - R191	155.32	3	155.13	3.2	49.6	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R191 - R192	155.13	3.2	154.00	2.6	65.1	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R192 - R193	154.00	2.6	152.53	1.7	69.4	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R193 - R194	152.53	1.7	153.15	2.7	44.3	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R194 - R195	153.15	2.7	152.07	2.1	67.9	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R195 - R196	152.07	2.1	152.28	2.9	67.7	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R196 - R197	152.28	2.9	152.07	3.2	68	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V
R197 - R198	152.07	3.2	152.88	4.3	41	0.295	0.80	448	450	1.88	0.298	0.99	1.14	0.81	2.14	365	V

**Tableau (IV-21) : Dimensionnement de collecteur Taharacht Coté Laiterie – Station de refoulement**

Tronçon	Cote Am	Prof Am	Cote Av	Prof Av	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Ic (%)	D théo (mm)	D Com (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V calcul (m/s)	H (mm)	Auto Curage
R198 - R199	152.88	1	151.68	1.1	51.5	0.321	2.43	376	400	3.02	0.380	0.85	1.12	0.71	3.39	282	V
R199 - R200	151.68	1.1	151.18	1	58.4	0.321	0.80	463	500	2.01	0.395	0.81	1.11	0.68	2.24	342	V
R200 - R201	151.18	1	150.91	1.2	76.8	0.321	0.60	488	500	1.74	0.342	0.94	1.14	0.77	1.98	385	V
R201 - R202	150.91	1.2	151.14	1.7	48.9	0.321	0.60	488	500	1.74	0.342	0.94	1.14	0.77	1.98	385	V
R202 - R203	151.14	1.7	151.03	1.7	8.14	0.321	0.60	488	500	1.74	0.342	0.94	1.14	0.77	1.98	385	V

Avec :

Cote Am : Cote Amont.

Cote Av : Cote Aval.

Prof Am : Profondeur Amont.

Prof Av : Profondeur Aval.

L : La longueur du tronçon

Q : Débit des eaux usées.

Ic : La pente de la conduite.

V : Vérifier

D<sub>théo</sub> : Diamètre théorique.

D<sub>com</sub> : Diamètre Commercialisée.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable.

En ce qui concerne les eaux pluviales dans les trois Rejets ; Ighzer Tahrikth, Ighzer Bouleguene et Ighzer El Hakem on projette les déversoirs d'orages pour évacuer les eaux pluviales vers oued Soummam.

## Introduction

Le réseau d'assainissement constitue un équipement public essentiel. Il doit être étanche en cas de mouvement de terrain, et doit avoir un degré très élevé de durabilité [3].

Dans ce chapitre on se base sur les ouvrages d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes.

### V-1- Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux sont les ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints. Ces tuyaux se présentent par tronçon de diamètre croissant de l'amont vers l'aval [14].

#### V-1-1- Les canalisations

Elles se présentent sous plusieurs formes [14] :

- Tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, le plus souvent normalisé ou construit sur place, ils peuvent être visitable ou non visitable.
- Des tuyaux ovoïdes préfabriqués en usine et normalisés.
- D'ouvrages visitables de profit particulier réservé aux émissaires importants d'évaluation et qui sont en usage dans les grandes villes.

##### V-1-1-1-Type de canalisation

###### A- Tuyaux en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation...). La longueur utile ne doit pas dépasser 2.5m.

L'essai l'étanchéité est effectué sous une pression de 1B pendant 30min [10].



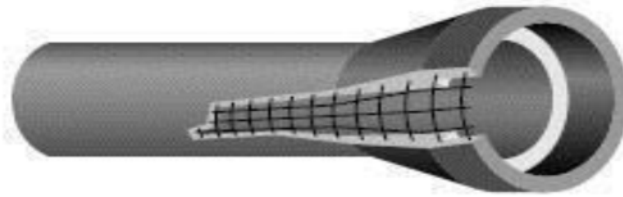
*Figure (V-1) : Conduite en béton.*

###### B- Tuyaux en béton armé

Ces tuyaux sont fabriqués avec le même principe que celui du béton non armé sauf que pour ces derniers doivent comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites appelées génératrices ;
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de 15cm.

Ces tuyaux doivent satisfaire aux essais de résistances à la rupture et aux d'étanchéité (sous une pression de 1bar pendant 30min) [10].



*Figure (V-2) : Conduite en béton armé*

### **C- Tuyaux en fibre-ciment**

Désigne un matériau composite à partir de ciment et de fibre autres que l'amiante interdite, offrant des avantages des mises en œuvre et de tenue dans le sol [3]. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m Les joints sont exclusivement du type préformé. [14]



*Figure (V-3) : Conduite en fibre-ciment*

### **D- Tuyaux en grés**

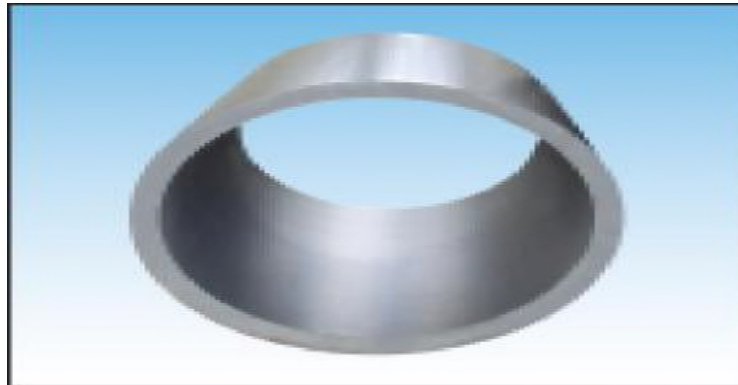
Ils étaient spécialement réservés aux effluents agressifs en conduite industrielle interne de processus. Ils redeviennent en usage notamment dans les reconditionnements d'espaces en centre-ville, offrant une bonne résistance, surtout en série renforcée, et la particularité de bien se comporter dans le temps, avec une durée de vie plus longue que les autres matériaux. Ils sont également appréciés dans la perspective d'équipement durable ; lors de leur remplacement, ces tuyaux pourront être éliminés par concassage sur place, devenant matériaux de remblai écologique, puisqu'ils sont constitués à parts égales d'argiles et de sables. Les diamètres d'échelonnement du 200 mm au 1000 mm [3].



*Figure (V-4) : Conduite en grès*

#### *E- Tuyaux en polychlorure de vinyle(pvc)*

La matière plastique usuelle pour les évacuations et le chlorure de polyvinyle (PVC) non plastifié. Les tuyaux sont opaques et de couleur normalisée (gris claire), ils ne doivent pas être employés lorsque la température de l'effluent est supérieure à 35°C. On peut rajouter encore des canalisations qui sont moins utilisées dans le domaine de l'assainissement, - Conduite en Zinc - Conduite en cuivre. Les canalisations en PVC (Polychlorure de Vinyle) sont utilisées depuis plus de 20 ans en assainissement. Ces canalisations, très faciles à poser, jouissent d'un retour d'expérience très favorable. En Algérie, celles-ci ont été posées dans des environnements réputés difficiles et à des profondeurs pouvant atteindre les 6 m. Des canalisations PVC ont été posées jusqu'au Ø500 mm et tout récemment jusqu'au Ø 630 mm [3].



*Figure (V-5) : Conduite en PVC*

#### *F- Tuyaux en fonte*

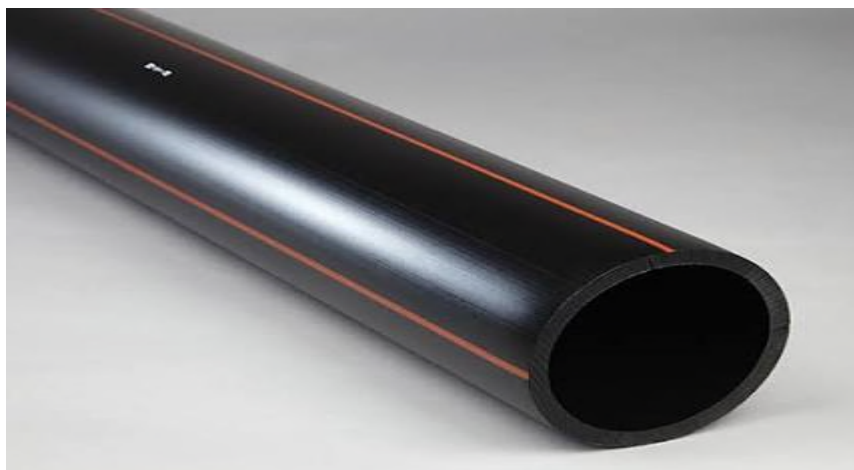
Les conduites en fonte ductile sont caractérisées par leurs facteurs de résistance, de sécurité et de résistance mécanique, leur confèrent le label d'excellence. Les tuyaux en fonte ductile et le revêtement intérieur assurent des qualités de fiabilité anti-agressive [10].



*Figure (V-6) : conduite en fonte*

#### **G- Tuyaux en polyéthylène haute densité (PEHD)**

Pour le transport d'effluents sous pression, des tubes adaptés et à haut degrés de résistance mécanique répondent bien aux exigences d'une canalisation de refoulement, en particulier les surpressions dues au coup de bélier, avec un module d'élasticité moins élevé (environ cinq fois moins) que celui de matériaux rigides, pouvant dans certains cas diviser par deux la surpression. Par contre, sous l'effet de contrainte répétée, les propriétés mécaniques peuvent s'en trouver fortement altérées [3].



*Figure (V-7) : Conduite en PEHD*

#### **V-1-2- Choix du type de canalisation**

Pour faire le choix des différents types de conduite on doit tenir compte :

- Des pentes du terrain ;
- Des diamètres utilisés ;
- De la nature du sol traversé ;
- De la nature chimique des eaux usées ;
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

Dans notre présente étude, les conduites en béton armé de forme circulaire sont les plus adaptés vue leurs avantages :

- Bonne étanchéité ;
- Pose et assemblage facile ;

- Bonne résistance mécanique ;
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.

### V-2-1-Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieure et intérieure, pour cela ces canalisations doivent être sélectionnées pour luttés contre ces actions qui sont les actions mécaniques, les actions statiques et les actions chimiques.

#### V-2-1-1- Action mécanique

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations, cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion du essentiellement a de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

#### V-2-1-2- Action statique

Les actions statiques sont dues aux surcharge fixes ou mobiles comme le remblai au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues aux trafics routiers.

#### V-2-1-3- Action chimique

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique ( $H_2S$ ) corrosif et néfaste aux conduites

### V-3-1- Les joints des conduites en béton armé

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Il est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (Diamètre, épaisseur). Pour les tuyaux en béton armé, on a différents types de joints à utiliser :

#### V-3-1-1- Joint type Rocla

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres.



Figure (V-8) : Joint Rocla

#### V-3-1-2- Joint à Collet

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols, à pente faible.



Figure (V-9) : Joint Collet

### V-3-1-3- Joint mécanique

Le joint mécanique est destinée à réunir le bout uni d'un tuyau avec un manchon de scellement, ou avec un raccord dans le cas de conduite en pression.

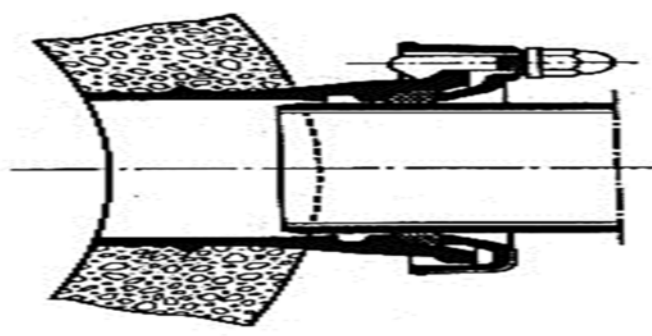


Figure (V-10) : Joint Mécanique

## V-2- Les ouvrages Annexes

Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau.

### V-2-1- Les branchements

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles, un branchement comporte 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.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à  $45^\circ$  ou  $60^\circ$  par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

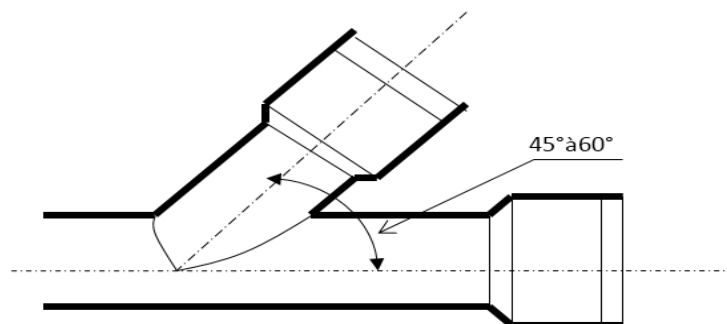


Figure (V-11) : Exemple d'un branchement simple



### V-2-2- Les fossés

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

### V-2-3- Les caniveaux

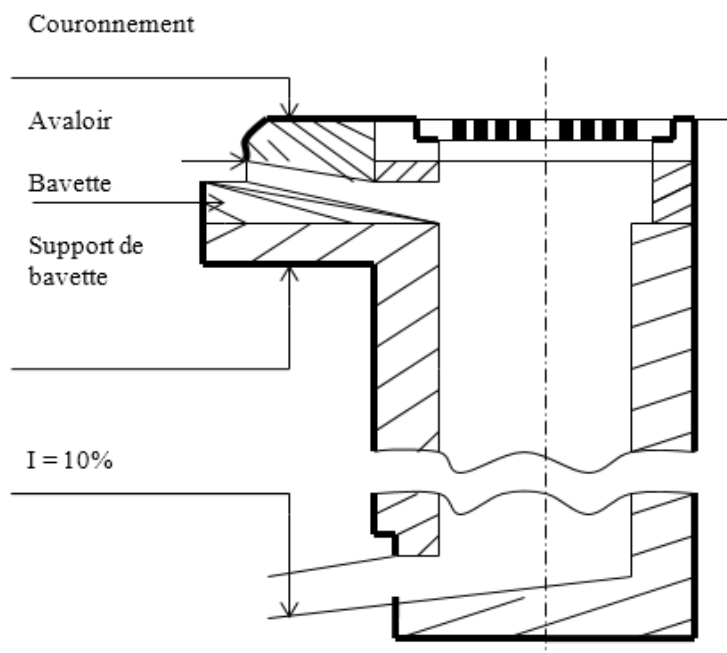
Les caniveaux, annexe de la voirie en bordure du trottoir, sont destinés à recevoir les eaux de ruissellement et de gouttières via des gargouillis, et assurent le transport en surface des eaux pluviales jusqu'aux bouches d'égout et avaloir [3].

### V-2-4- Bouche d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux de surface (Pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées soit aux points bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont [14].

Elles peuvent être classées selon deux critères :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à axés latéral et bouches à accès sur le dessus ;
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.



*Figure (V-12) : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation.*

### V-2-5- Les Regards

Leur rôle est d'assurer l'aération des ouvrages, le débouchage et nettoyage du réseau d'assainissement ainsi que l'accès aux canaux pour les ouvrages visitables. Ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. On distingue plusieurs types :

- **Regard simple** : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.

- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important
- **Regard double** : pour un système séparatif
- **Regard toboggan** : en cas d'exhaussement de remous
- **Regard de chute** : à forte pente.

La distance entre deux regards est variable :

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

#### ***V-2-5-1- Emplacement des regards***

Les regards doivent être installés Sur les canalisations :

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

#### ***V-2-5-2- Dimensionnement des regards***

Pour Notre projet on utilisera des regards de visite simples avec un espacement qui facilite les opérations de nettoyage en périodes d'entretien.

Le dimensionnement d'un regard dépend des diamètres des conduites, chaque regard à une profondeur différente des autres.

***Tableau (V-1) : Dimensionnement des regards :***

<b>Diamètres des conduites [mm] Dimensionnement [mm]</b>	<b>Dimensions des regards [M]</b>
300	1,1 x 1,1
400	1,1 x 1,1
500	1,2 x 1,2
600	1,2 x 1,2
800	1,6 x 1,6
1000	2,0 x 2,0
1200	2,2 x 2,2
1500	2,5 x 2,5
1800	3,0 x 3,0

### V-3- Les ouvrages spéciaux

#### V-3-1- Déversoir D'orage

Le principe de fonctionnement de ces ouvrages en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne pas dériver vers la station d'épuration que les débits d'eaux usées appelés « débit de temps sec » auxquelles s'ajoutent les petites pluies.

L'instruction technique précise qu'ordinairement les stations d'épuration ne peuvent recevoir que le double ou le triple du débit moyen de temps sec [3].

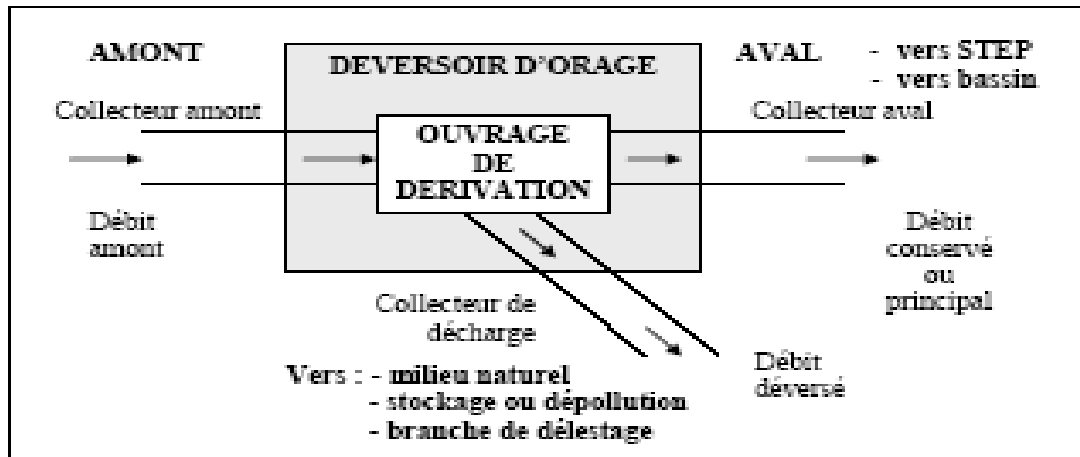


Figure (V-15) : Schéma de principe du déversoir d'orage.

#### V-3-1-2- Emplacement des déversoir d'orage

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur.

Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de contraintes [14] :

#### A. Physiques (géométrie et hydraulique)

- Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels, etc.
- Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, etc.
- Ouvrages hydrauliques proches du DO (bassin, station de pompage...).

#### B. Environnementales

- Protection du milieu naturel contre les pollutions.
- Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...).
- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.
- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

#### C. Economiques

- Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes.

#### D. Gestion

- Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles). Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien...

Pour notre zone d'étude l'emplacement des déversoirs d'orage se fait devant les points de rejet et à l'amont des collecteurs d'Ighzer Tahrikth, Ighzer Bouleguene et Ighzer El Hakem.

**V-3-1-3- Types des déversoirs d'orage**

On distingue différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la position du bassin de décantation ou milieu naturel.

- A. **Déversoir à seuil frontal** : Le seuil de déversement est disposé en face de l'émissaire d'amenée, celui-ci peut être droit ou dans une courbure, en cas de changement de direction. Il s'agit en générale d'ouvrage de petites dimensions [3].

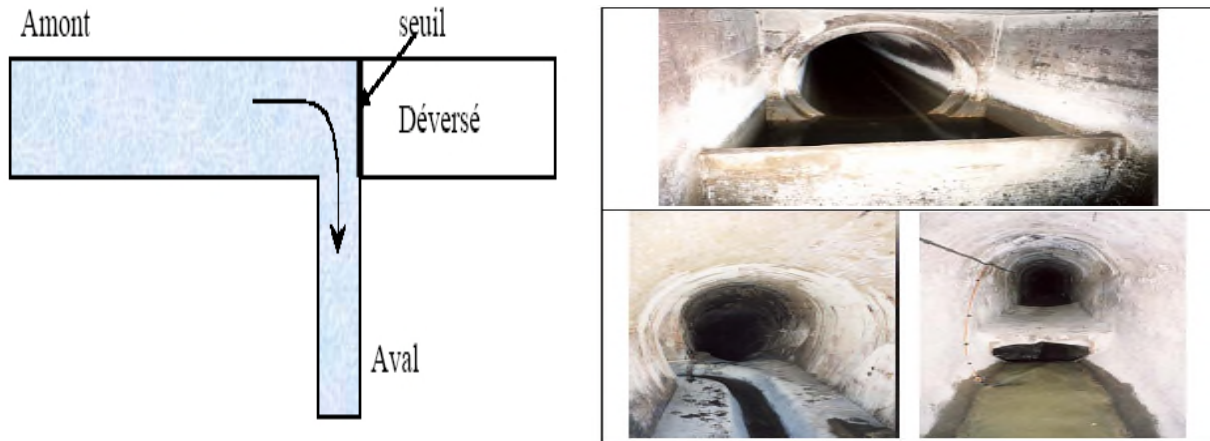


Figure (V-16) : Déversoir à seuil frontal

- B. **Déversoir à seuil latéral** : Le déversoir classique à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositif de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place.

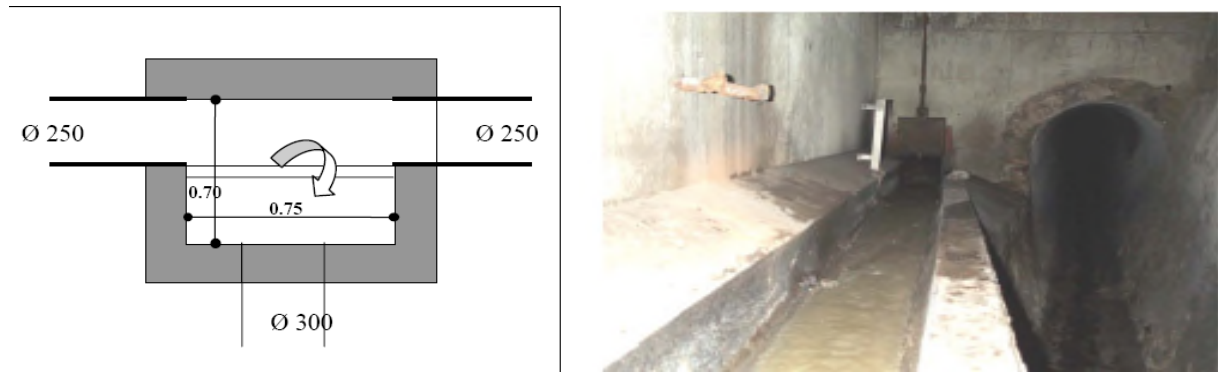
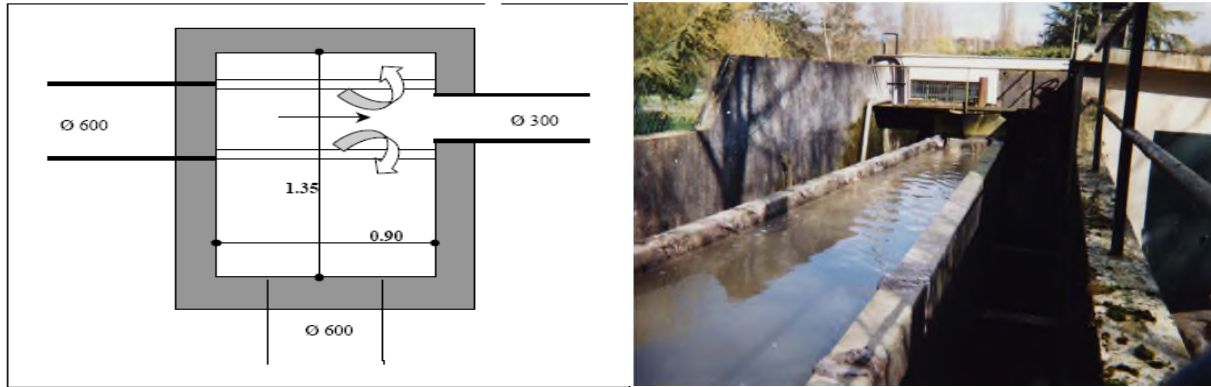


Figure (V-17) : Déversoir à seuil latéral

- C. **Déversoir à double seuil latéral** : dans ce type de déversoir la cunette transitant le débit de temps sec et de petite pluie est suspendue dans la longueur de la chambre. Il s'agit de cas bien particulier, au niveau d'une chute dans le collecteur ou liés à de très fortes pentes.



Figure(V-18) : Déversoir à double seuil latéral

**D. Déversoir avec ouverture de radier** : dans ce type de déversoir, le débit de temps sec et de petite pluie par l'orifice dans le fond dans le fond ou sur le côté du radier.

**V-3-1-4- Dimensionnement des déversoirs d'orage**

Dans ce cas, on opte pour un déversoir à seuil latéral. Car ce dernier présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place et plus économique.

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral et conduite aval libre. On doit adopter :

Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec ( $Q_{US}$ ) et du débit pluvial ( $Q_P$ ) :

$$Q_T = Q_p + Q_{us} \tag{V.1}$$

Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{seuil} = 3Q_{us} \tag{V.2}$$

Le débit déversée vers l'Oued :

$$Q_d = Q_T - Q_{seuil} \tag{VI.3}$$

La hauteur d'eau à l'entrée  $H_e$ .

$$H_e = R_h * D_e$$

Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration :

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$R_q = \frac{Q_{seuil}}{Q_{Ps}} \text{ et } R_h = \frac{H_{seuil}}{D_e} \tag{V.4}$$

$$H_{seuil} = R_h * D_e$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à  $1,2H_{seuil}$  ( $H_S = H_{ST} + 20\% H_{Seuil}$ )

Hauteur de lame d'eau déversé :

$$H_d = \frac{H_e - H_{seuil}}{2} \tag{V.5}$$

La longueur du seuil, déversant (L), on applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} * \mu L H_d \sqrt{2gH_d} \quad (V.6)$$

$\mu$ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $\mu=0,8$ )

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en (m)

g : La pesanteur :  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Donc :

$$L = \frac{2}{3} * \frac{Q_d}{\mu(2g)^{0.5}(H_d)^{1.5}} \quad (V.7)$$

**Tableau (V-2) : Caractéristique du déversoir d'orage type latéral**

N° DO	Qt (m3/s)	Qseuil (m3/s)	Qd (m3/s)	Qps (m3/s)	De (m)	He (mm)	Hseuil (mm)	Hd (mm)	L (m)
DO (Ighzer Tahrikth)	6,3	0,15	6,15	9,67	1,3	1027	11	508	3,2
DO (Ighzer Bouleguene)	11,14	0,17	10,97	24,61	1,6	704	6	349	10,01
DO ( Ighzer El Hakem)	11,93	0,21	11,72	11,31	2,3	2093	28	1032,5	2,1

### V-3-2- Station de refoulement

En général, dans un réseau d'assainissement on essaie de faire véhiculer les eaux usées gravitairement, si éventuellement la topographie et la nature du terrain le permettent. Parfois cette solution devient difficile à cause de certaines contraintes topographiques et géotechniques (exemples : terrains accidentés ou trop plats, terrains très rocheux, etc...). Donc pour éviter de caler le réseau à des profondeurs excessives, on fait recours à des stations de pompage (refoulement ou relèvement, selon la cas).

Un poste de refoulement est un poste qui consiste à relever l'eau et la refouler jusqu'à une certaine distance pour être déversée dans un ouvrage. La distance de refoulement peut être importante et peut atteindre quelques kilomètres.

Tandis qu'un poste de relèvement (ou relevage) est un poste qui consiste à relever l'eau jusqu'à un certain point pour être déversée gravitairement après [15].

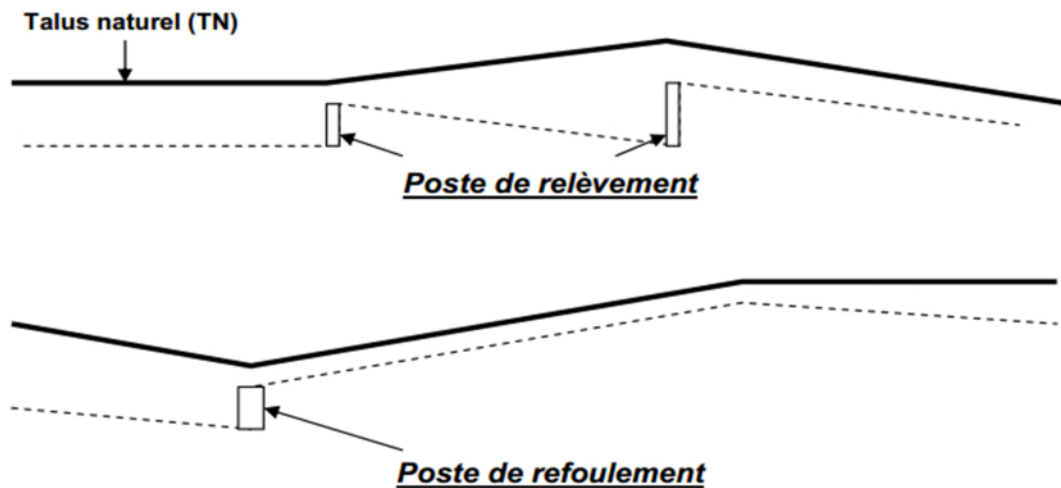


Figure (V-19) : Différence entre un poste de refoulement et un poste de relèvement

**V-3-2-1- Calcul du diamètre de la conduite de refoulement**

Le choix du diamètre optimal d'une conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement.

En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les prix, mais au contraire, on diminue très vite les pertes de charge, et par suite les dépenses en énergie pour faire circuler l'eau.

La vitesse de refoulement doit être : inférieure à 2m /s ; au-delà les pertes de charge deviennent très importantes.

Si la vitesse de refoulement est inférieure à 0.6 m/s, il y a risque de sédimentation et d'encrassement de la canalisation, ce qui crée des réductions de la section, perturbant l'écoulement et augmentant les pertes de charge.

La conduite de refoulement choisie en PEHD avec un coefficient de rugosité  $K=0.07$ .

Pour la détermination du diamètre économique, on utilise les deux formules suivantes :

Formule de « BONNIN »

$$D = \sqrt{Q_t} \tag{V.8}$$

Avec  $Q_t = 321\text{l/s}$

$$D = \sqrt{0.321}$$

$$D = 0.566 \text{ m}$$

$D_N = 600 \text{ mm}$

Formule de « BRESS »

$$D = 1,5\sqrt{Q_t} \tag{V.9}$$

$$D = 1,5\sqrt{0.321}$$

$$D = 0.850 \text{ m}$$

$D_N = 900 \text{ mm}$

Avec :

- $D_N$  : diamètre nominal de la conduite (m).
- $Q$  : Le débit dans la conduite ( $m^3/s$ ).

Le diamètre de la conduite de refoulement a été calculé de façon à avoir une vitesse de circulation proche de 1 m/s lors du pompage.

$$Q = V * S = V * \frac{\pi * D^2}{4} \rightarrow V = \frac{4 * Q}{\pi * D_N^2} \quad (V.10)$$

Pour  $D_N = 600 \text{ mm}$

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D_N^2} = \frac{4 * 0.321}{\pi * 0.6^2}$$

$V = 1.14 \text{ m/s}$

Pour  $D_N = 900 \text{ mm}$

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D_N^2} = \frac{4 * 0.321}{\pi * 0.9^2}$$

$V = 0.5 \text{ m/s}$

Après avoir calculer les vitesses d'écoulement avec les deux formules, on opte pour un diamètre  $D_N = 600 \text{ mm}$ .

### V-3-2-2- Débit de pompe

#### A- Hauteur d'élévation :

La hauteur d'élévation, aussi appelés Hauteur Manométrique Totale (HMT), correspond à la hauteur géométrique (différence entre le point bas et le point le plus haut) + les pertes de charges à l'aval de la pompe.

$$HMT = H_g + J_L + J_{s \text{ Total}} \quad (V.11)$$

Avec :

- $H_g$  : la hauteur géométrique.
- $J_L$  : les pertes de charge linéaire (m).
- $J_{s \text{ Total}}$  : les pertes de charge singulière total (m).

#### B- Hauteur géométrique :

Côte point bas = côte arrivée réseau EU - 1.00 m (pour ne pas dénoyer les pompes) :

$$149.36 - 1.00 = 148.36 \text{ m}$$

Côte point haut = côte TN point haut - 1 m (profondeurs du réseau de refoulement) :

$$163.78 - 1.00 = 162.78 \text{ m}$$

Donc :

$H_g = \text{Cote point haut} - \text{Cote point bas}$

$$H_g = 163.78 - 148.36$$



$$H_g = 15.42 \text{ m}$$

**C- Perte de charge :**

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

Les pertes de charge linéaires ont été évaluées à partir de la formule universelle :

$$J_L = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D_N^5} \tag{V.12}$$

Avec

- $\lambda = 0.11$  calculer à partir de la formule de Coolebrook.
- $L=1500 \text{ m}$ .

D'où les pertes de charge linéaires :  **$J_L = 7.48 \text{ m}$** .

Les pertes de charge singulières se calculent de la manière suivante :

$$J_{s \text{ Total}} = \sum J_s \tag{V.13}$$

Avec :

$$J_s = K_s \frac{v^2}{2g} \tag{V.14}$$

Les différentes singularités que l'on peut retrouver à l'aval des pompes avec leur valeur de  $K_s$  sont représentées dans le tableau ci-après :

**Tableau (V-3) : Les singularité de la pompe**

Descriptif	$K_s$	Nombre
Pied assise	0.3	1
Coude à 90°	0.27	1
Vane opercule	0.12	1
Connection T	0.5	1
Clapet	2	1
Sortie	1	1
Totale	K=4.19	

Donc les pertes de charge singulière  **$J_{s \text{ Total}} = 0.28 \text{ m}$** .

La hauteur d'élévation vaut donc :

$$HMT = H_g + J_L + J_{s \text{ Total}} = 15.42 + 7.48 + 0.28$$

$$\mathbf{HMT = 23.18m}$$

**D- Puissance absorbé :**

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

$$P_a = \frac{\rho g Q HMT}{\eta_G} \tag{V.15}$$

En eaux usées, les rendements hydrauliques ( $R_h$ ) varient généralement entre 0.6 et 0.7, nous retiendrons un rendement de 0.65. Le rendement électrique ( $R_e$ ) est d'environ 0.85.

Avec :

- $\rho$  : masse volumique de l'eau 1000 kg/m<sup>3</sup>.
- $g$  : accélération de pesanteur 9.81 m/s<sup>2</sup>.
- HMT : Hauteur Manométrique Total.
- $Q$  : débit en m<sup>3</sup>/s.
- $\eta_G$  : le rendement globale ( $\eta_G = Rh * Re$ )

La puissance de la pompe est d'environ : **Pa =160.43 kW**.

### V-2-2-3- Volume utile de la bache

Le volume utile de marnage est le volume compris entre le niveau haut de démarrage de la pompe et le niveau bas d'arrêt. Il peut être calculé par la formule préconisée par le fascicule 81 relatifs à la construction d'installations de pompage [15] :

$$V = \frac{Q \left(\frac{1}{n}\right)}{4(N-1)} \quad (\text{V.16})$$

Avec :

- $Q$  : en m<sup>3</sup>/heure
- $n$  = nombre maxi de démarrages par heures - pour une puissance de 80.3 kW, on peut retenir 10 démarrages /h,
- $N$  = nombre de pompes identiques (ici 2 suffisante) plus une pompe de secours.

D'où **V = 28.89 m<sup>3</sup>** soit pour une bache carré de 3.5 m de côté, une hauteur de marnage de 2.3 m.

## Conclusion

Dans ce chapitre on a cité beaucoup éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des regards de visite ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations en béton armée et, pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

De l'autre pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- 3 déversoirs d'orages de type latérale ;
- Une station de refoulement ;
- Conduite de refoulement en PEHD.

## CONCLUSION GENERALE

Au cours de cette présente étude, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les plans spécifiques à la réalisation du projet d'assainissement du chef-lieu. Les phases de cette dernière sont cernées comme suit :

-Nous avons projeté un collecteur principale qui accueille les eaux usées domestique des sept rejet de la ville d'AKBOU : IGHEZER TAHRIKTH, IGHEZER BOULGUENE, IGHEZER EL HAKEM ,TAHARACHETH COTE LAITERIE ,TAHARACHETH COTE FORAGE ,BOUZERWEL et LA GARE ;suivie d'une station de relevage.

-Concernant le système d'évacuation, notre choix s'est porté sur un système d'évacuation séparatif pour les eaux usées et 03 déversoirs d'orage pour les eaux pluviales, mené d'un schéma transversal ou oblique. Le cheminement des collecteurs s'est fait suivant la topographie du site en favorisant l'écoulement gravitaire des eaux.

-Nous avons dimensionné 203 regards de visite à l'aide du logiciel COVADIS, ce dernier a vérifié toutes les vitesses d'écoulement pour tous les tranchons qui sont comprises entre 0.3 et 4 m/ainsi que les conditions d'auto-curage.

Touchant le type de matériau des conduites, nous avons choisis le BETON ARME pour tous les collecteurs sauf pour la conduite de refoulement de la station de relevage qui est en PEHD PN(10).

Par la suite le choix de la pompe est effectué par la détermination du rendement hydraulique  $R_h$

Et le rendement électrique  $Re$  ,le HMT ,et la puissance absorbée  $Pa$ .

En dernier lieu, ce projet nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances en assainissement et nous souhaitons pu avoir répondu à l'objectif.

Enfin ,nous espérons que ce modeste travail servira comme guide pour promotions à venir.

## Bibliographie :

- [1] **Plan Directeur D'aménagement et d'Urbanisme (PDAU) Akbou.**
- [2] **Site internet [www.infoclimat.com](http://www.infoclimat.com)**
- [3] **R.Bourrier.** Les réseaux d'assainissement ; calcul, application, perspectives.
- [4] **M. BENOUDA,** 2011, Mémoire de fin d'étude, diagnostique et conception du réseau d'assainissement de la cité SIDI BOUMAAZA et polyclinique ville.Bou.Ismail W Tipaza.
- [5] **<http://hydrau.epfl.ch/e-drologie/chapitre2>**
- [6] **BENINA TOUAIBIA,** mars 2004, Manuel Pratique d'Hydrologie.
- [7] **A. SARI AHMED,** Alger 2002, Initiation à l'hydrologie de surface
- [8] **P. Dubreuil,** Toulouse 1974, Initiation à l'analyse hydrologique.
- [9] **GOMELLA, C., GUERREE, H.,** 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris.
- [10] **Marc Stain - Béchir Selmi,** paris 2006, Guide technique de l'assainissement.
- [11] **Instruction technique** du 22 juin 1977 relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations.
- [12] **Centre d'étude sur les réseaux et les constructions publiques,** La ville et sont assainissement, juin 2003, P300, méthodes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle d'eau.
- [13] **BENZERRA.S** (Cours Assainissement des eaux usées, Université A. Mira 2016).
- [14] **A.HADDAD,** 2005, Mémoire de fin d'étude, diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Hajout W. Tipaza.
- [15] **Mr.BENAZZOUZ,** Mai 2007, Station de pompage et de relevage des eaux usées.

---

***ANNEXE***

---

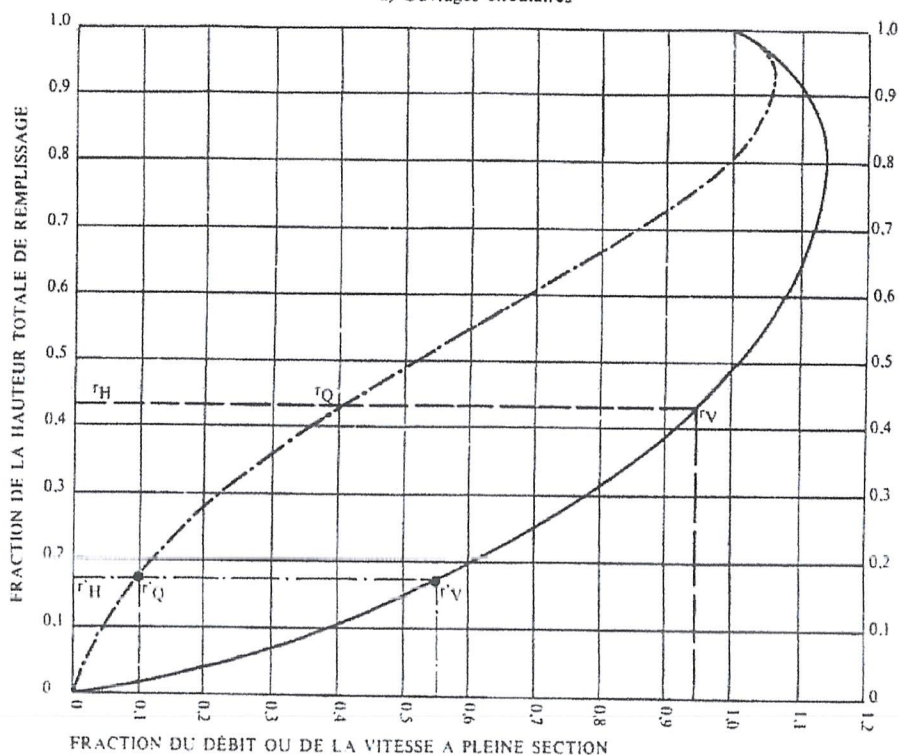
# Annexe I : Table des caractéristiques des conduites partiellement remplies

ABaque Ab. 5

Ab. 5 (a)

## VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



### MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

### Exemples :

Pour  $r_Q = 0,40$ , on obtient  $r_V = 0,95$  et  $r_H = 0,43$ .

Pour  $Q_{PS}/10$ , on obtient  $r'_V = 0,55$  et  $r'_H = 0,17$  (autocurage).

**Nota.** — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport  $r_Q = 1,00$  est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Le débit maximum ( $r_Q = 1,07$ ) est obtenu avec  $r_H = 0,95$ .

La vitesse maximum ( $r_V = 1,14$ ) est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.



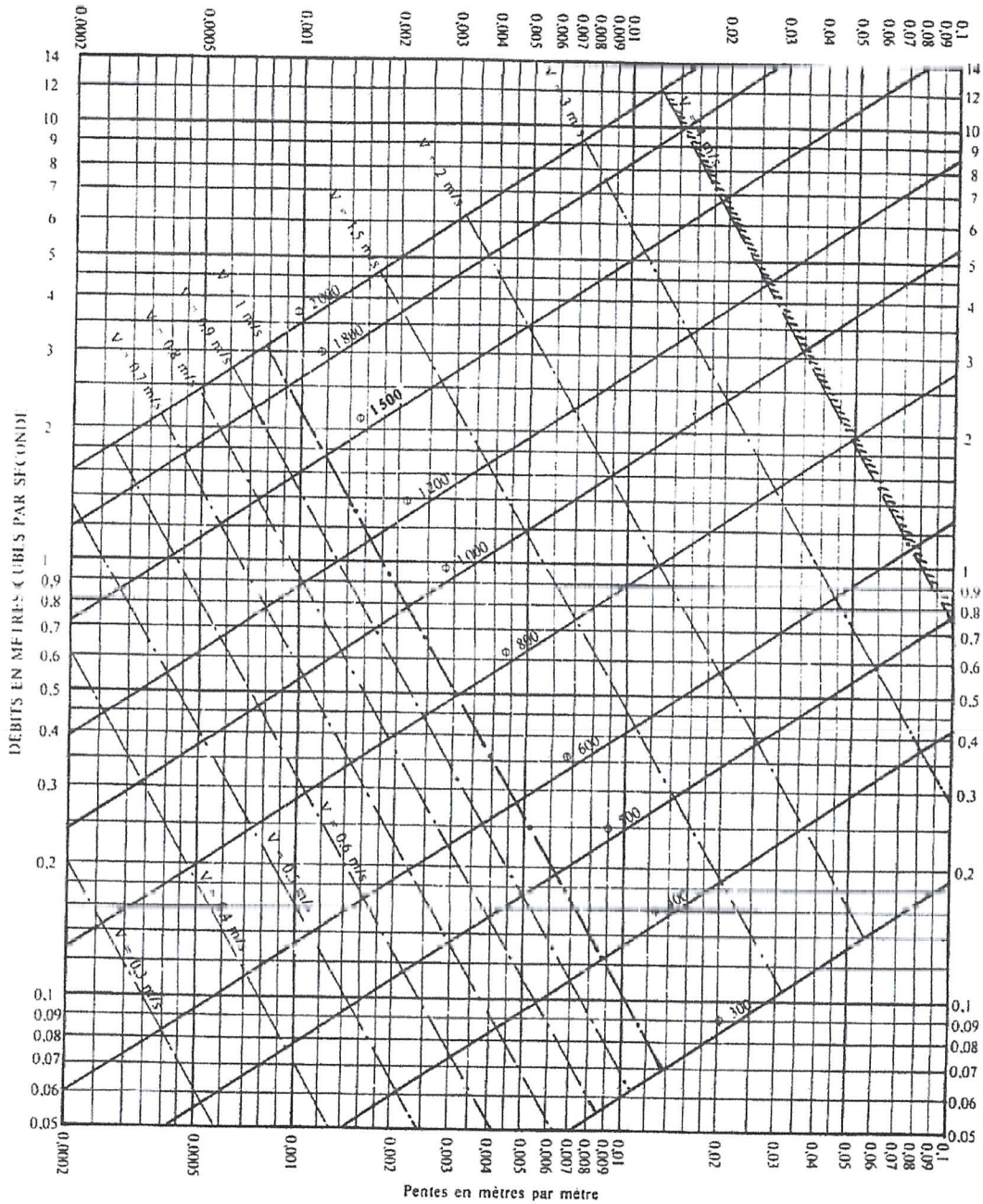
## Annexe II : Table des caractéristiques des conduites des eaux pluviales

— 15 —

ABAQUE Ab. 4 a

Ab. 4

### RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)

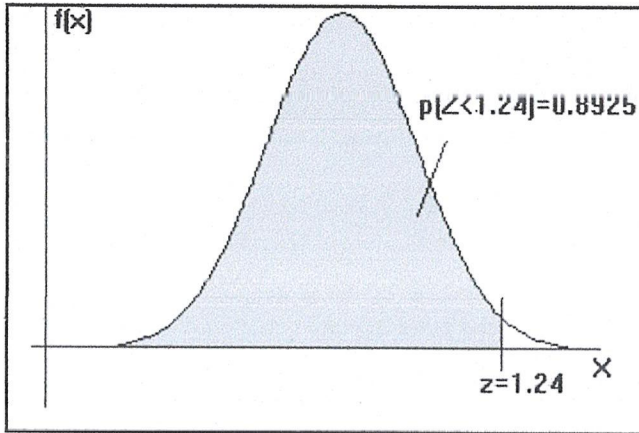


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( $\gamma = 0,30$ ). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.



# TABLE DE LA LOI NORMALE CENTREE REDUITE

*Lecture de la table: Pour  $z=1.24$  (intersection de la ligne 1.2 et de la colonne 0.04), on a la proportion  $P(Z < 1,24) = 0.8925$*



**$P(Z > 1,96) = 0,025$**   
 **$P(Z > 2,58) = 0,005$**   
 **$P(Z > 3,29) = 0,0005$**

Rappels:

$1/P(Z > z) = 1 - P(Z < z)$  et  $2/P(Z < -z) = P(Z > z)$

Exemple: Sachant  $P(Z < 1,24) = 0,8925$ , on en déduit:

$1/P(Z > 1,24) = 1 - P(Z < 1,24) = 1 - 0,8925 = 0,1075$

$2/P(Z < -1,24) = P(Z > 1,24) = 0,1075$

z	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,99865	0,99869	0,99874	0,99878	0,99882	0,99886	0,99889	0,99893	0,99896	0,99900
3,1	0,99903	0,99906	0,99910	0,99913	0,99916	0,99918	0,99921	0,99924	0,99926	0,99929
3,2	0,99931	0,99934	0,99936	0,99938	0,99940	0,99942	0,99944	0,99946	0,99948	0,99950
3,3	0,99952	0,99953	0,99955	0,99957	0,99958	0,99960	0,99961	0,99962	0,99964	0,99965
3,4	0,99966	0,99968	0,99969	0,99970	0,99971	0,99972	0,99973	0,99974	0,99975	0,99976
3,5	0,99977	0,99978	0,99978	0,99979	0,99980	0,99981	0,99981	0,99982	0,99983	0,99983
3,6	0,99984	0,99985	0,99985	0,99986	0,99986	0,99987	0,99987	0,99987	0,99988	0,99989
3,7	0,99989	0,99990	0,99990	0,99990	0,99991	0,99991	0,99992	0,99992	0,99992	0,99992
3,8	0,99993	0,99993	0,99993	0,99994	0,99994	0,99994	0,99994	0,99995	0,99995	0,99995
3,9	0,99995	0,99995	0,99996	0,99996	0,99996	0,99996	0,99996	0,99996	0,99997	0,99997
4,0	0,99997	0,99997	0,99997	0,99997	0,99997	0,99997	0,99998	0,99998	0,99998	0,99998



## TABLE TEST Z

$\alpha$	0,05	0,01	0,001
$\alpha/2$	0,025	0,005	0,0005
<b>Z</b>	1,96	2,58	3,29

## DISTRIBUTION DU KHI2

La table donne les valeurs critiques de  $\chi^2$  pour un nombre de degrés de liberté (ddl) et pour un seuil repère donnés ( $\alpha$ ).

**Par exemple:**

Pour ddl = 3 et  $\alpha = 0,05$  la table indique  $\chi^2 = 7,81$

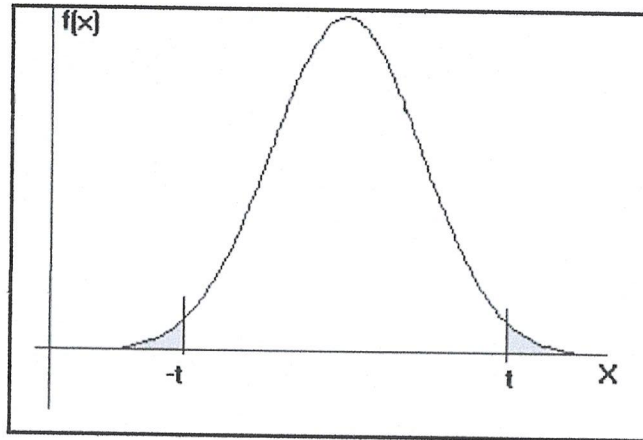
Ceci signifie que:  $P(\chi^2_{[3]} > 7,81) = 0,05$

$\alpha$	0,05	0,01	0,001
ddl			
1	3,84	6,63	10,83
2	5,99	9,21	13,82
3	7,81	11,34	16,27
4	9,49	13,28	18,47
5	11,07	15,09	20,52
6	12,59	16,81	22,46
7	14,07	18,48	24,32
8	15,51	20,09	26,12
9	16,92	21,67	27,88
10	18,31	23,21	29,59
11	19,68	24,72	31,26
12	21,03	26,22	32,91
13	22,36	27,69	34,53
14	23,68	29,14	36,12
15	25,00	30,58	37,70
16	26,30	32,00	39,25
17	27,59	33,41	40,79
18	28,87	34,81	42,31
19	30,14	36,19	43,82
20	31,41	37,57	45,31
21	32,67	38,93	46,80
22	33,92	40,29	48,27
23	35,17	41,64	49,73
24	36,42	42,98	51,18
25	37,65	44,31	52,62
26	38,89	45,64	54,05
27	40,11	46,96	55,48
28	41,34	48,28	56,89
29	42,56	49,59	58,30
30	43,77	50,89	59,70

## DISTRIBUTIONS DU t DE STUDENT

### Table des valeurs critiques bilatérales usuelles

Pour une distribution de Student à ddl degrés de liberté et pour une proportion  $\alpha$  (.05, .01 ou .001), la table indique  $t$  tel que  $P(|T| > t) = \alpha$

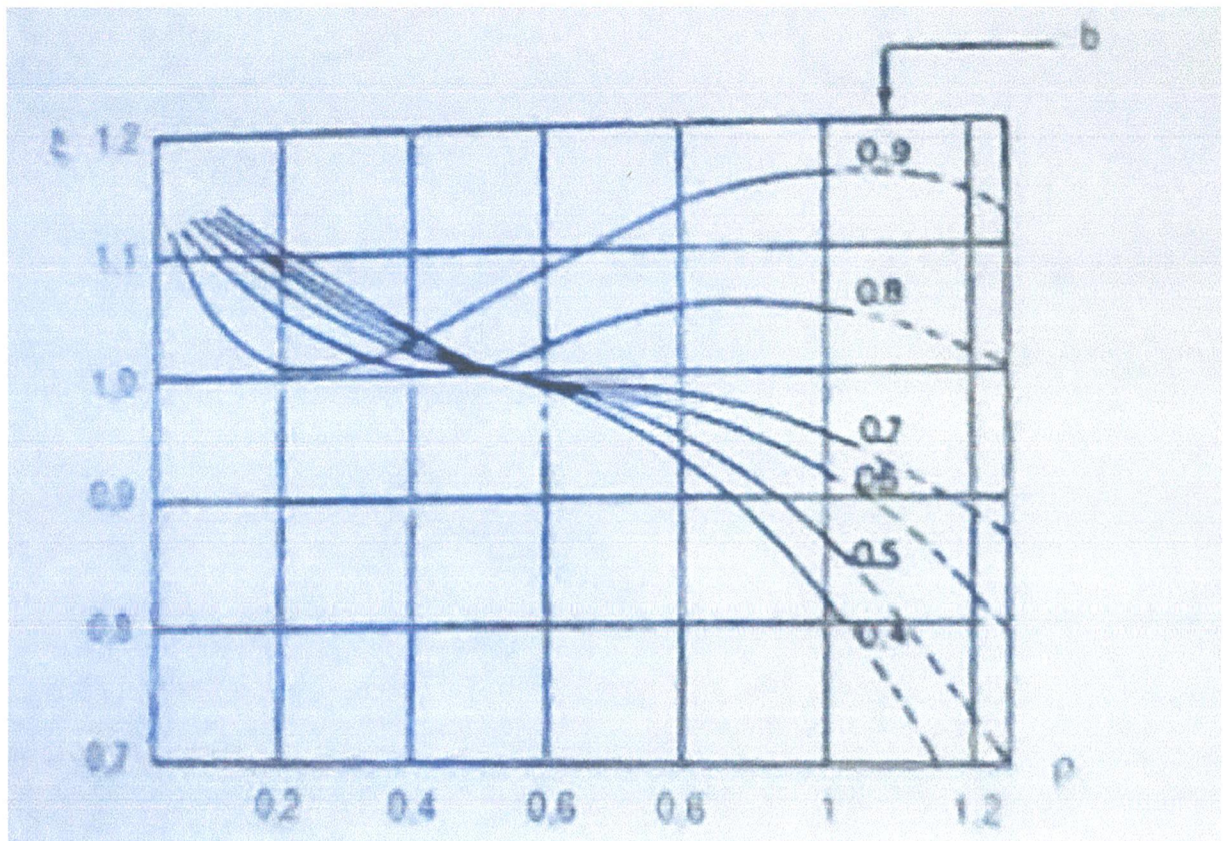


Exemple: Pour ddl = 5, on a  $P(|T| > 2.571) = .05$  (on note  $t_{[5].05}$  cette valeur.).

ddl	$\alpha$	0,05	0,01	0,001
	$\alpha/2$	0,025	0,005	0,0005
1		12.706	63.657	636.619
2		4.303	9.925	31.599
3		3.182	5.841	12.924
4		2.776	4.604	8.610
5		2.571	4.032	6.869
6		2.447	3.707	5.959
7		2.365	3.499	5.408
8		2.306	3.355	5.041
9		2.262	3.250	4.781
10		2.228	3.169	4.587
11		2.201	3.106	4.437
12		2.179	3.055	4.318
13		2.160	3.012	4.221
14		2.145	2.977	4.140
15		2.131	2.947	4.073
16		2.120	2.921	4.015
17		2.110	2.898	3.965
18		2.101	2.878	3.922
19		2.093	2.861	3.883
20		2.086	2.845	3.850
21		2.080	2.831	3.819
22		2.074	2.819	3.792
23		2.069	2.807	3.768
24		2.064	2.797	3.745
25		2.060	2.787	3.725
26		2.056	2.779	3.707
27		2.052	2.771	3.690
28		2.048	2.763	3.674
29		2.045	2.756	3.659
30		2.042	2.750	3.646
40		2.021	2.704	3.551
60		2.000	2.660	3.460
120		1.980	2.617	3.373
30000		1.960	2.576	3.291



ANNEXE IV : Graphique de  $\xi(\rho, b)$



## ملخص:

والهدف من دراستنا بأي حال من الأحوال التي لا تهمل الحياة اليومية والبيئة أو الصحة للإنسانة, هو إجراء دراسة شاملة عن بلدية أقبو ، وتحديدًا تعزيزه من ناحية التطهير بهدف تحقيق وتحجيم قنوات الصرف الصحي للمياه المستعملة بنظام تفريقي و تسييره إلى محطة التطهير المقرر إنجازها . لتحقيق الأهداف المحددة مسبقًا تم إجراء المسح الهيدرولوجي في المنطقة لمعرفة شدة المطر. ثم يتم تمريرها إلى شبكات الصرف الصحي ومجرات السيول لتصريف مياه الأمطار نحو الوديان المقدره بطريقة سوكوز التركيز النهائي من دراستنا تشمل الخطة النهائية، والتي يمكن بعد ذلك يتم تشغيلها على ارض الميدان.

المصطلحات: الصرف الصحي، دراسة هيدرولوجية، مجرات السيول ، طريقة سوكوز , نظام تفريقي

## Résumé:

Le but de notre étude qui ne néglige en aucune manière la vie quotidienne, environnement ou santé est d'effectuer une étude complète sur l'agglomération d'AKBOU, plus précisément sur son assainissement dont l'objectif est et de réaliser un bon dimensionnement des collecteurs de station d'épuration. Afin d'atteindre les objectifs tracés au préalable. On a effectué une étude hydrologique de la région pour connaître l'intensité de la pluie. Ensuite on est passé au dimensionnement des réseaux des eaux usées et des déversoirs d'orages pour évacuer les eaux pluviales vers les oueds après les estimations par la méthode de Socose. Enfin, le dernier axe de notre étude comprend le plan final, qui pourra par la suite être exécutable sur le terrain.

Mots clés : assainissement, étude hydrologique, l'intensité, déversoir d'orage, méthode de Socose.

## Abstract :

The aim of our study, which in no way neglects everyday life, environment or health, is to carry out a complete study on the agglomeration of AKBOU, more precisely on its sanitation whose objective is to achieve good sizing of the collectors Of wastewater treatment plant. In order to achieve the objectives outlined above. A hydrological study of the region was conducted to determine the intensity of the rainfall. Then, the design of the sewage networks and the storm overflows was carried out to evacuate the rainwater to the wadis after the Socose method. Finally, the final axis of our study includes the final plan, which can then be executed on the ground.

Key words: drainage, hydrological study, intensity, storm overflow, Socose method

---

***ANNEXE***

---



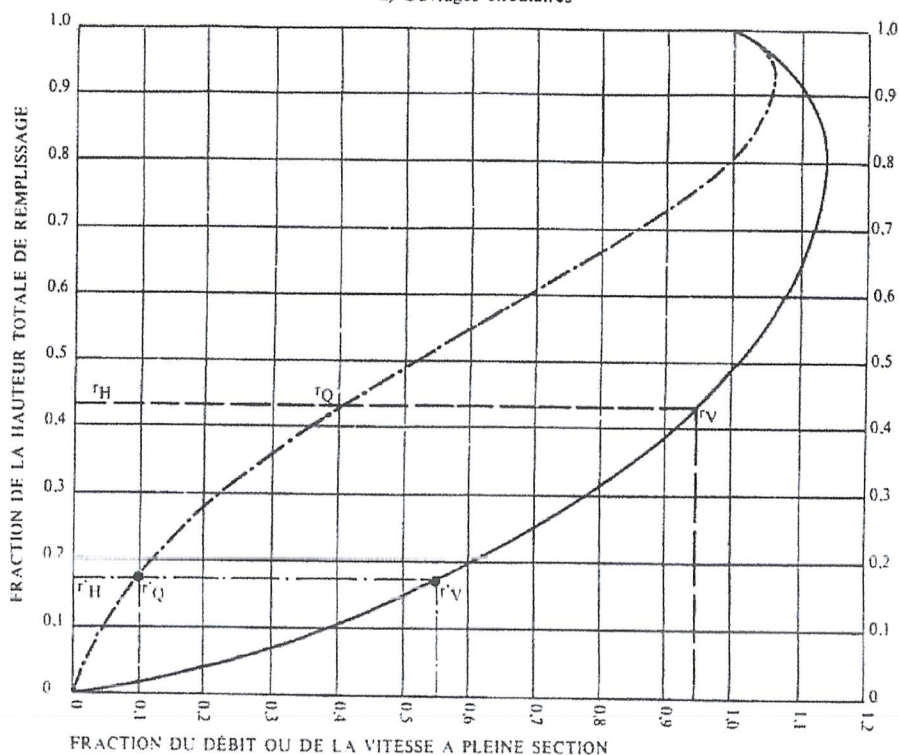
# Annexe I : Table des caractéristiques des conduites partiellement remplies

ABaque Ab. 5

Ab. 5 (a)

## VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



### MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

### Exemples :

Pour  $r_Q = 0,40$ , on obtient  $r_V = 0,95$  et  $r_H = 0,43$ .

Pour  $Q_{PS}/10$ , on obtient  $r'_V = 0,55$  et  $r'_H = 0,17$  (autocurage).

**Nota.** — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport  $r_Q = 1,00$  est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Le débit maximum ( $r_Q = 1,07$ ) est obtenu avec  $r_H = 0,95$ .

La vitesse maximum ( $r_V = 1,14$ ) est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

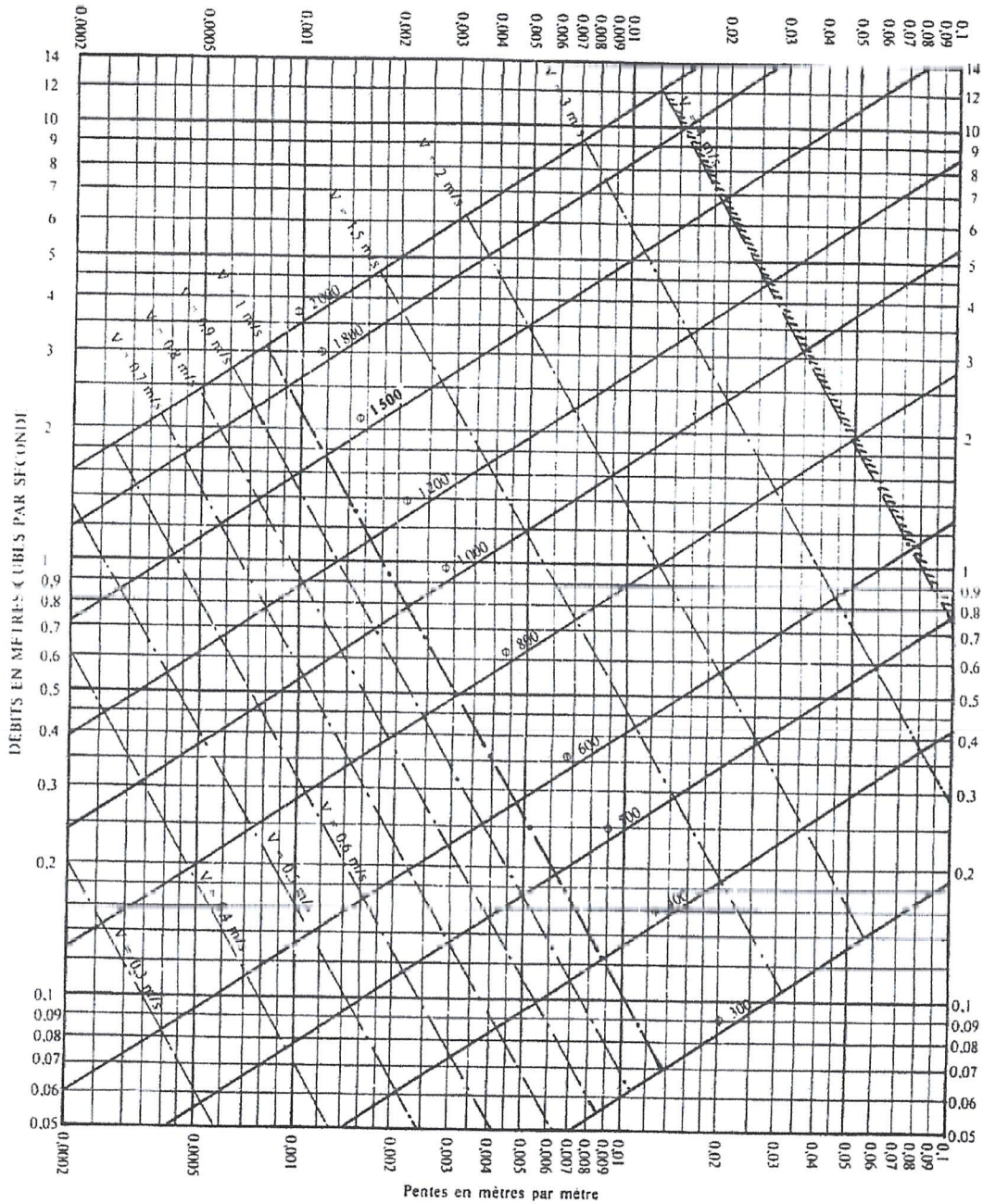
## Annexe II : Table des caractéristiques des conduites des eaux pluviales

— 15 —

ABAQUE Ab. 4 a

Ab. 4

### RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)

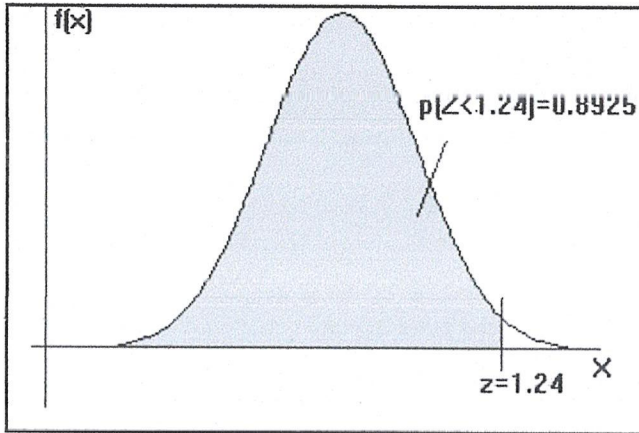


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( $\gamma = 0,30$ ). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.



# TABLE DE LA LOI NORMALE CENTREE REDUITE

*Lecture de la table: Pour  $z=1.24$  (intersection de la ligne 1.2 et de la colonne 0.04), on a la proportion  $P(Z < 1,24) = 0.8925$*



$P(Z > 1,96) = 0,025$   
 $P(Z > 2,58) = 0,005$   
 $P(Z > 3,29) = 0,0005$

Rappels:

$1/P(Z > z) = 1 - P(Z < z)$  et  $2/P(Z < -z) = P(Z > z)$

Exemple: Sachant  $P(Z < 1,24) = 0,8925$ , on en déduit:

$1/P(Z > 1,24) = 1 - P(Z < 1,24) = 1 - 0,8925 = 0,1075$

$2/P(Z < -1,24) = P(Z > 1,24) = 0,1075$

z	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,99865	0,99869	0,99874	0,99878	0,99882	0,99886	0,99889	0,99893	0,99896	0,99900
3,1	0,99903	0,99906	0,99910	0,99913	0,99916	0,99918	0,99921	0,99924	0,99926	0,99929
3,2	0,99931	0,99934	0,99936	0,99938	0,99940	0,99942	0,99944	0,99946	0,99948	0,99950
3,3	0,99952	0,99953	0,99955	0,99957	0,99958	0,99960	0,99961	0,99962	0,99964	0,99965
3,4	0,99966	0,99968	0,99969	0,99970	0,99971	0,99972	0,99973	0,99974	0,99975	0,99976
3,5	0,99977	0,99978	0,99978	0,99979	0,99980	0,99981	0,99981	0,99982	0,99983	0,99983
3,6	0,99984	0,99985	0,99985	0,99986	0,99986	0,99987	0,99987	0,99987	0,99988	0,99989
3,7	0,99989	0,99990	0,99990	0,99990	0,99991	0,99991	0,99992	0,99992	0,99992	0,99992
3,8	0,99993	0,99993	0,99993	0,99994	0,99994	0,99994	0,99994	0,99995	0,99995	0,99995
3,9	0,99995	0,99995	0,99996	0,99996	0,99996	0,99996	0,99996	0,99996	0,99997	0,99997
4,0	0,99997	0,99997	0,99997	0,99997	0,99997	0,99997	0,99998	0,99998	0,99998	0,99998



## TABLE TEST Z

$\alpha$	0,05	0,01	0,001
$\alpha/2$	0,025	0,005	0,0005
<b>Z</b>	1,96	2,58	3,29

## DISTRIBUTION DU KHI2

La table donne les valeurs critiques de  $\chi^2$  pour un nombre de degrés de liberté (ddl) et pour un seuil repère donné ( $\alpha$ ).

**Par exemple:**

Pour ddl = 3 et  $\alpha = 0,05$  la table indique  $\chi^2 = 7,81$

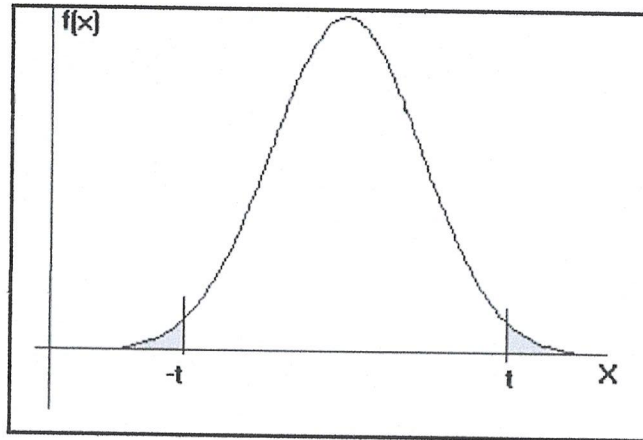
Ceci signifie que:  $P(\chi^2_{[3]} > 7,81) = 0,05$

$\alpha$	0,05	0,01	0,001
ddl			
1	3,84	6,63	10,83
2	5,99	9,21	13,82
3	7,81	11,34	16,27
4	9,49	13,28	18,47
5	11,07	15,09	20,52
6	12,59	16,81	22,46
7	14,07	18,48	24,32
8	15,51	20,09	26,12
9	16,92	21,67	27,88
10	18,31	23,21	29,59
11	19,68	24,72	31,26
12	21,03	26,22	32,91
13	22,36	27,69	34,53
14	23,68	29,14	36,12
15	25,00	30,58	37,70
16	26,30	32,00	39,25
17	27,59	33,41	40,79
18	28,87	34,81	42,31
19	30,14	36,19	43,82
20	31,41	37,57	45,31
21	32,67	38,93	46,80
22	33,92	40,29	48,27
23	35,17	41,64	49,73
24	36,42	42,98	51,18
25	37,65	44,31	52,62
26	38,89	45,64	54,05
27	40,11	46,96	55,48
28	41,34	48,28	56,89
29	42,56	49,59	58,30
30	43,77	50,89	59,70

## DISTRIBUTIONS DU t DE STUDENT

### Table des valeurs critiques bilatérales usuelles

Pour une distribution de Student à ddl degrés de liberté et pour une proportion  $\alpha$  (.05, .01 ou .001), la table indique  $t$  tel que  $P(|T| > t) = \alpha$

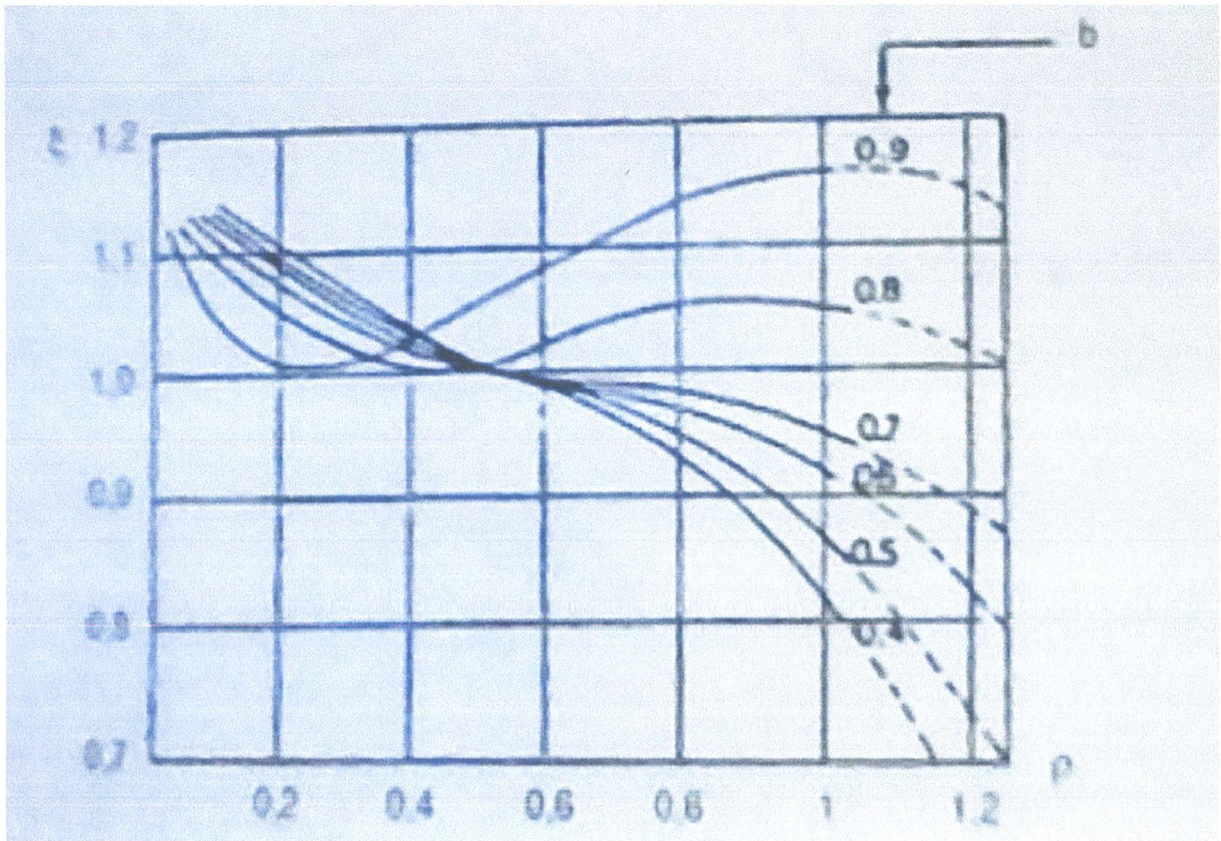


Exemple: Pour ddl = 5, on a  $P(|T| > 2.571) = .05$  (on note  $t_{[5].05}$  cette valeur.).

ddl	$\alpha$	0,05	0,01	0,001
	$\alpha/2$	0,025	0,005	0,0005
1		12.706	63.657	636.619
2		4.303	9.925	31.599
3		3.182	5.841	12.924
4		2.776	4.604	8.610
5		2.571	4.032	6.869
6		2.447	3.707	5.959
7		2.365	3.499	5.408
8		2.306	3.355	5.041
9		2.262	3.250	4.781
10		2.228	3.169	4.587
11		2.201	3.106	4.437
12		2.179	3.055	4.318
13		2.160	3.012	4.221
14		2.145	2.977	4.140
15		2.131	2.947	4.073
16		2.120	2.921	4.015
17		2.110	2.898	3.965
18		2.101	2.878	3.922
19		2.093	2.861	3.883
20		2.086	2.845	3.850
21		2.080	2.831	3.819
22		2.074	2.819	3.792
23		2.069	2.807	3.768
24		2.064	2.797	3.745
25		2.060	2.787	3.725
26		2.056	2.779	3.707
27		2.052	2.771	3.690
28		2.048	2.763	3.674
29		2.045	2.756	3.659
30		2.042	2.750	3.646
40		2.021	2.704	3.551
60		2.000	2.660	3.460
120		1.980	2.617	3.373
30000		1.960	2.576	3.291



ANNEXE IV : Graphique de  $\xi(\rho, b)$



## ملخص:

والهدف من دراستنا بأي حال من الأحوال التي لا تهمل الحياة اليومية والبيئة أو الصحة للإنسانة, هو إجراء دراسة شاملة عن بلدية أقبو ، وتحديدًا تعزيزه من ناحية التطهير بهدف تحقيق وتحجيم قنوات الصرف الصحي للمياه المستعملة بنظام تفريقي و تسييره إلى محطة التطهير المقرر إنجازها . لتحقيق الأهداف المحددة مسبقًا تم إجراء المسح الهيدرولوجي في المنطقة لمعرفة شدة المطر. ثم يتم تمريرها إلى شبكات الصرف الصحي ومجرات السيول لتصريف مياه الأمطار نحو الوديان المقدره بطريقة سوكوز التركيز النهائي من دراستنا تشمل الخطة النهائية، والتي يمكن بعد ذلك يتم تشغيلها على ارض الميدان.

المصطلحات: الصرف الصحي، دراسة هيدرولوجية، مجرات السيول ، طريقة سوكوز , نظام تفريقي

## Résumé:

Le but de notre étude qui ne néglige en aucune manière la vie quotidienne, environnement ou santé est d'effectuer une étude complète sur l'agglomération d'AKBOU, plus précisément sur son assainissement dont l'objectif est et de réaliser un bon dimensionnement des collecteurs de station d'épuration. Afin d'atteindre les objectifs tracés au préalable. On a effectué une étude hydrologique de la région pour connaître l'intensité de la pluie. Ensuite on est passé au dimensionnement des réseaux des eaux usées et des déversoirs d'orages pour évacuer les eaux pluviales vers les oueds après les estimations par la méthode de Socose. Enfin, le dernier axe de notre étude comprend le plan final, qui pourra par la suite être exécutable sur le terrain.

Mots clés : assainissement, étude hydrologique, l'intensité, déversoir d'orage, méthode de Socose.

## Abstract :

The aim of our study, which in no way neglects everyday life, environment or health, is to carry out a complete study on the agglomeration of AKBOU, more precisely on its sanitation whose objective is to achieve good sizing of the collectors Of wastewater treatment plant. In order to achieve the objectives outlined above. A hydrological study of the region was conducted to determine the intensity of the rainfall. Then, the design of the sewage networks and the storm overflows was carried out to evacuate the rainwater to the wadis after the Socose method. Finally, the final axis of our study includes the final plan, which can then be executed on the ground.

Key words: drainage, hydrological study, intensity, storm overflow, Socose method