



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT ET D'EPURATION DES  
EAUX USEES**

**THEME :**

**Diagnostic et réhabilitation du système d'assainissement du  
centre de Amoucha Wilaya de Sétif**

**Présenté par :  
BOUROUNA Baya**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
DJOUDAR Dahbia	M.C.A	Président
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examineur
BOUNNAH Younes	M.A.A	Examineur
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session..... 2024

# Remerciements

Tout d'abord, je remercie ALLAH le tout puissant pour toute la volonté et le courage qu'il nous a donné pour l'achèvement de ce travail.

J'exprime une très grande considération envers notre encadreur, le professeur SALAH BOUALEM, pour sa confiance, sa disponibilité, ainsi que l'encadrement qu'il m'a offert tout au long de sa présence et son soutien.

Mes remerciements les plus sincères à toutes les personnes qui auront contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Enfin, je tiens aussi à remercier le président et les membres du jury, qui ont bien daigné siéger la soutenance de notre mémoire.

**BOUROUINA BAYA**

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à ma mère, mon père pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans lesquelles je ne serais jamais arrivée à ce niveau.*

*Mes chers frères : Zakaria et Salah et mes adorables sœurs Bochra et Meriem.*

*Toute la famille Bourouina.*

*À mes amis surtout : Dounya.*

*À toute ma promotion 3ème second cycle 2023/2024.*

## ملخص

بلدية عموشة بولاية سطيف تواجه العديد من المشاكل على مستوى شبكة التطهير. تعد الدراسة التشخيصية ضرورية للكشف عن الحالات الشاذة والتحليل والتفسير ثم اتقانهم وقمعهم ضمن اخلاء جميع مياه الامطار والمياه العادمة وتصريفها الى منافذ طبيعية بطرق متوافقة مع متطلبات الصحة العامة والبيئة. هذه الدراسة مكنتنا من معرفة الحالة الحقيقية لشبكة التطهير الخاصة بالمنطقة المدروسة بهدف اعادة تجديدها مع ابقاء الجزء السليم منها الذي يعمل بشكل جيد. الكلمات المفتاحية: التشخيص, شبكة التطهير, مياه الصرف الصحي ومياه الامطار, الصرف

## Résumé :

La commune d'Amoucha, située dans la wilaya de Sétif, est dotée actuellement d'un système d'assainissement urbain ne répondant pas aux besoins de rejet de tous les effluents vue son incapacité hydraulique. Cette incapacité est due au sous dimensionnement et l'absence de certains ouvrages annexes. L'objectif principal de notre étude est d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement en adoptant une ossature du système d'évacuation dimensionné d'une façon adéquate en compatibilité avec les données et informations récoltées sur le site.

Mots clés :, Assainissement, effluents, Rejet, eaux pluviales, exutoire.

## Abstract:

City of Amoucha located in Wilaya of Sétif suffer from problems of the functioning of the sewer system. Diagnostic studies are necessary to detect anomalies, analyze, interpret and then master them and suppress them. The main objective of our study is to ensure the evacuation of all rainwater and wastewater and their discharge into natural outlets in ways compatible with the requirements of public health and the environment. This study enabled us to know the actual operation of the sanitation network of the zone in order to rehabilitate the old sewer system while keeping the part which deemed to be still usable.

Keywords: Diagnosis, Sewage, Wastewater and rainwater, Discharge.

# Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

## CHAPITRE I : Présentation du centre de Amoucha

Introduction : .....	19
I.1 Situation géographique : .....	19
I.2 Données naturelles du site : .....	20
I.2.1 Situation topographique : .....	20
I.2.1.1 Relief : .....	20
I.2.2 Situation climatique : .....	20
I.2.2.1 La température : .....	21
I.2.2.2 Humidité relative : .....	21
I.2.2.3 Pluviométrie : .....	21
I.2.2.4 Les Vents : .....	21
I.2.2.5 Les gelées : .....	22
I.2.2.6 Les neiges : .....	22
I.2.3 Situation géologique : .....	22
I.2.4 Sismicité : .....	22
I.2.5 Situation hydrologique : .....	23
I.2.6 Situation hydrogéologique : .....	23
I.3 Situation démographique : .....	23
I.4 Urbanisme : .....	24
I.5 Situation hydraulique : .....	25

I.5.1 Infrastructures hydrauliques existantes :.....	25
I.5.2 Réseau d'assainissement existant :.....	25
I.5.3 Alimentation en eau potable :.....	26
I.6 Période concernée par l'étude : .....	26
Conclusion : .....	26

## **CHAPITRE II : Diagnostic du système d'assainissement existant**

Introduction :.....	28
II.1 Objectif de l'étude du diagnostic :.....	28
II.2 Phases principales d'une étude de diagnostic :.....	29
II.2.1 Recueil et exploitation des données : .....	29
II.2.2 Le pré-diagnostic :.....	29
II.2.3 Reconnaissance approfondie :.....	29
II.2.4 Etude fonctionnelle des surfaces élémentaires : .....	30
II.2.5 Conception de la nouvelle structure d'assainissement : .....	30
II.2.6 Conclusion et permanence du processus d'étude :.....	30
II.3 Présentation du réseau d'assainissement en place :.....	30
II.4 Diagnostic du réseau d'assainissement du centre d'Amoucha : .....	30
II.4.1 Etat physique du réseau: .....	31
II.4.2 Classification des collecteurs :.....	32
Conclusion : .....	40

## **CHAPITRE III : Etude hydrologique**

Introduction :.....	42
III.1 Les averses : .....	42
III.2 Les petites pluies :.....	42
III.3 Période de retour : .....	42
III.4 Temps de concentration :.....	43
III.5 Détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation : .....	43

<b>III.5.1 Recueil des données .....</b>	<b>43</b>
<b>III.5.2 Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement :...</b>	<b>44</b>
<b>III.5.2.1 Analyse des données statistiques :.....</b>	<b>44</b>
<b>III.5.2.2 Test d'homogénéité : .....</b>	<b>46</b>
<b>III.5.2.3 Choix de la loi d'ajustement: .....</b>	<b>46</b>
<b>III.5.2.4 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :.....</b>	<b>55</b>
<b>Conclusion : .....</b>	<b>56</b>

## **CHAPITRE IV : Calcul de bas**

<b>Introduction :.....</b>	<b>58</b>
<b>IV.1 Situation démographique :.....</b>	<b>58</b>
<b>IV.2 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :.....</b>	<b>59</b>
<b>IV.2.1 Système unitaire :.....</b>	<b>60</b>
<b>IV.2.2 Système séparatif : .....</b>	<b>60</b>
<b>IV.2.3 Système pseudo- séparatif :.....</b>	<b>61</b>
<b>IV.3 Choix du système d'évacuation : .....</b>	<b>63</b>
<b>IV.4 Schémas d'évacuation : .....</b>	<b>63</b>
<b>IV.4.1 Schéma perpendiculaire :.....</b>	<b>63</b>
<b>IV.4.2 Schéma par déplacement latéral : .....</b>	<b>63</b>
<b>IV.4.3 Schéma de collecteur par zones étagées :.....</b>	<b>63</b>
<b>IV.4.4 Schéma radial :.....</b>	<b>64</b>
<b>IV.4.5 Schéma à collecte transversale oblique :.....</b>	<b>64</b>
<b>IV.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation : .....</b>	<b>64</b>
<b>IV.6 Choix du découpage des surfaces élémentaires : .....</b>	<b>66</b>
<b>IV.7 Principe du tracé du réseau :.....</b>	<b>66</b>
<b>IV.8 Evaluation du coefficient de ruissellement :.....</b>	<b>67</b>
<b>IV.8.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation : .....</b>	<b>67</b>
<b>IV. 8.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :.....</b>	<b>67</b>

IV.8.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence : .....	68
IV.8.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :.....	68
IV.9 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :.....	69
IV.10 Calcul de la population de chaque surface élémentaire :.....	70
IV.10.1 Calcul de la densité partielle :.....	70
Conclusion : .....	72

## CHAPITRE V : Evaluation des débits à évacuer

Introduction :.....	74
V.1 Estimation des débits d'eaux usées :.....	74
V.1.1 Généralités : .....	74
V.1.2 Nature des eaux usées à évacuer : .....	74
V.1.3 Consommation en eau potable : .....	76
V.1.4 Estimation des débits d'eaux usées :.....	76
V.1.4.1 Estimation des débits des eaux usées domestiques :.....	76
V.1.4.2 Evaluation du débit moyen journalier : .....	76
V.1.4.3 Evaluation du débit de pointe : .....	76
V.2 Evaluation des débits des eaux pluviales :.....	78
V.2.1 Méthode rationnelle : .....	79
V.2.1.1 Hypothèses de La méthode rationnelle : .....	79
V.2.1.2 Validité de la méthode rationnelle : .....	80
V.2.1.3 Temps de concentration :.....	80
V.2.1.4 Coefficient réducteur $\alpha$ : .....	81
V.2.2 Méthode superficielle : .....	81
V.2.2.1 Formules D'équivalences :.....	83
V.2.2.2 Validité de la méthode superficielle :.....	83
V.2.3 Choix de la méthode de calcul :.....	84
V.3 Calcul des débits pluviaux :.....	84

V.3.1 Evaluation le coefficient réducteur $\alpha$ : .....	84
Conclusion : .....	85

## CHAPITRE VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction :.....	87
VI.1 Conception du réseau : .....	87
VI.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement : .....	87
VI.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement : .....	87
VI.2.2 Formules d'écoulements : .....	88
VI.2.2.1 Formule de CHEZY : .....	88
VI.2.2.2 Formule de MANNING : .....	88
VI.2.2.3 Formule de Manning-Strickler : .....	89
VI.2.3 Mode de calcul : .....	89
VI.3 Les principes de tracé des collecteurs: .....	90
VI.4 Normes d'écoulement et d'implantation : .....	91
Conclusion : .....	91

## CHAPITRE VII : Les éléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction :.....	94
VII.1 Les ouvrages principaux:.....	94
VII.1.1 Canalisations : .....	94
VII.1.1.1 Type de canalisations: .....	94
VII.1.1.2 Choix du type de canalisation : .....	95
VII.1.1.3 Les joints: .....	96
VII.1.1.4 Différentes actions supportées par la conduite : .....	98
VII.1.1.5 Essais des tuyaux préfabriqués :.....	98
VII.2 Les ouvrages annexes :.....	99
VII.2.1 Les branchements : .....	99
VII.2.2 Les fossés :.....	100

VII.2.3 Les caniveaux : .....	100
VII.2.4 Les bouches d'égout : .....	100
VII.2.5 Les regards : .....	101
VII.2.6 Les Déversoirs d'orage : .....	102
VII.2.6.1 Emplacement des déversoirs d'orage : .....	103
VII.2.6.2 Types des déversoirs : .....	103
VII.2.6.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage : .....	104
VII.2.7 Les bassins de retenue d'eau pluviale : .....	107
VII.2.7.1 L'objectif des bassins : .....	107
VII.2.7.2 Différentes types de bassins:.....	108
VII.2.7.3 Méthode de calcul du volume d'un bassin : .....	108
Conclusion : .....	112

## **CHAPITRE VIII : Organisation de chantier et devis**

Introduction : .....	114
VIII.1 Emplacement des canalisations : .....	114
VIII.2 Exécution des travaux : .....	114
VIII.3 Manutention et stockage des conduites : .....	114
VIII.3.1 Chargement et transport : .....	114
VIII.3.2 stockage : .....	115
VIII.3.3 Décapage : .....	115
VIII.4 Implantation des regards et des axes des tranchées : .....	116
VIII.5 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards : .....	116
VIII.5.1 Choix des engins de terrassement : .....	116
VIII.6 Aménagement du lit de sable : .....	116
VIII.7 Mise en place des canalisations : .....	117
VIII.8 Assemblage des conduites : .....	117
VIII.9 Remblaiement et compactage des tranchées : .....	117

VIII.9.1 Les chargeurs : .....	118
VIII.9.2 Le rouleau lisse : .....	118
VIII.10 Construction des regards : .....	118
VIII.11 Devis quantitatif estimatif : .....	119
VIII.11.1 Détermination des différents volumes : .....	119
VIII.11.1.1 Volumes des déblais des tranchées « Vd » : .....	119
VIII.11.1.2 Volume du découvert « V » : .....	120
VIII.11.1.3 Volume occupé par le lit de pose « VLP » : .....	120
VIII.11.1.4 Volume de la conduite « Vc » : .....	120
VIII.11.1.5 volume d'eurobanque tamisée « Ve.t » : .....	120
VIII.3.1.6 Volume du remblai « VR » : .....	120
VIII.12 Planification des travaux : .....	122
Conclusion : .....	123

**Conclusion générale.**

**Références Bibliographiques.**

**ANNEXES.**

# Liste des tableaux

**Tableau I.1:** Répartition mensuelle de la température. (1989-2005)

**Tableau I.2:** Répartition de l'humidité relative

**Tableau I.3:** Répartition mensuelle de la pluviométrie de la période (2009-2010)

**Tableau I.4 :** Vitesses moyennes mensuelles des vents

**Tableau I.5 :** Liste des équipements publics de la commune d'Amoucha

**Tableau II.1:** Caractéristiques du Collecteur (B) et (C) du centre d'Amoucha.

**Tableau III.1:** Série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières de la station pluviométrique de Fermatou

**Tableau III.2:** Caractéristiques de la série

**Tableau III.3 :** Ajustement de la série à la loi de Gumbel à l'aide du logiciel Hyfran

**Tableau III.4:** Ajustement de la série à la loi de Galton à l'aide du logiciel Hyfran

**Tableau III.5:** Ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran

**Tableau III.6:** Les paramètres de test Khi2

**Tableau III.7:** Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour

**Tableau IV.1 :** estimation de l'évolution futur de la population

**Tableau IV.2:** Avantages et inconvénients des différents systèmes

**Tableau IV.3 :** Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

**Tableau IV.4 :** Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

**Tableau IV.5 :** Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

**Tableau IV.6 :** Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

**Tableau IV.7 :** Calcul du coefficient de ruissellement pondéré de sous bassins.

**Tableau IV.8 :** Calcul du nombre d'habitants des sous bassins.

**Tableau V.1 :** Détermination des débits des eaux usées des équipements

**Tableau V.2 :** Détermination des débits d'eaux usées de pointe pour chaque sous bassin.

**Tableau V.3 :** Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versant en série ou en parallèle.

**Tableau V.4 :** Les valeurs du coefficient réducteur  $\alpha$ .

**Tableau V.5 :** Calcul des débits pluviaux en chaque sous bassin

**Tableau V.6 :** Evaluation des débits totaux

**Tableau VIII.1 :** Devis estimatif et quantitatif

**Tableau VIII.2 :** Définition des délais

# Liste des figures

**Figure I.1:** découpage administratif des communes de la wilaya de Sétif

**Figure I.2 :** Diagramme de l'évolution démographie de la commune Amoucha pour la période 2008-2050.

**Figure II.1 :** L'effluent exerce une charge hydraulique dynamique ou statique sur l'ouvrage. Lors de crues ou de taux de remplissage inhabituel

**Figure II.2:** Dépôts sur le radier (sables, résidus de béton)

**Figure III.1 :** Graphe d'ajustement de la série à la loi de Gumbel à l'aide du logiciel Hyfran.

**Figure III.2 :** Graphe d'ajustement de la série à la loi de Galton à l'aide du logiciel Hyfran.

**Figure III.3 :** Graphe d'ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran.

**Figure III.4 :** Comparaison entre les trois graphes d'ajustement de la série à l'aide du logiciel Hyfran

**Figure III.5:** tableau de comparaison entre les trois lois GUMBEL, GALTON et GEV selon AIC et BIC à l'aide du logiciel Hyfran

**Figure IV.1:** Schéma d'un système unitaire

**Figure IV.2:** Schéma d'un système séparatif

**Figure IV.3:** Schéma d'un système pseudo-séparatif

**Figure IV.4:** Schémas des types de réseaux

**Figure VII.1:** Les joints des conduites en béton armé

**Figure VII.2:** Exemple d'un branchement simple

**Figure VII.3 :** Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

**Figure VII.4 :** Exemple d'un regard simple

**Figure VII.4 :** La courbe du classement fréquentiel des pluies de période T

**Figure VII.5 :** Le schéma de bassin de retenue

**Figure VIII.1:** Stockage de collecteurs

**Figure VIII.2** : Décapage par bulldozer

**Figure VIII.3** : Mise en place des canalisations

**Figure VIII.4** : Réseaux à noeud

# Liste des planches

Planche 1 : Plan de masse, découpage des sous bassin.

Planche 2 : Tracé du réseau d'assainissement.

Planche 3 : Les ouvrages annexes les regards.

Planche 4 : Les ouvrages annexes les déversoirs d'orage.

Planche 5 : Profil en long du collecteur projeté B du réseau d'assainissement.

# Liste des annexes

Annexe I : Tableau de la loi de khi-deux.

Annexe II : Tableau de coefficient de Manning-Strickler ( $k_s$ )

Annexe III : Abaque de variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (d'après la formule de Bazin)

Annexe IV : Abaque de dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.

Annexe V : Tableaux des calculs hydrauliques des collecteurs.

# Introduction générale

L'eau est synonyme de la vie. Ces dernières années, cette richesse naturelle ne cesse de se raréfier, suite aux changements climatiques qui ont engendré une longue durée de sécheresse. Pour préserver donc cette dernière, nous devons tous contribuer à son utilisation rationnelle et éviter de la polluer.

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leurs rejets dans le milieu naturel.

Diagnostic des systèmes d'assainissement c'est une étude destinée à établir un bilan aussi complet que possible de l'état structurel et de l'état de fonctionnement des réseaux d'assainissement. Notre travail consiste à faire un diagnostic et une réhabilitation sur le réseau d'assainissement du centre-ville d'Amoucha.

Le réseau d'assainissement du centre-ville d'Amoucha dans sa totalité très ancien. Son manque d'entretien et son ancienneté ont conduit à une incapacité hydraulique et une dégradation progressive.

Face à cette situation alarmante, nous proposerons un diagnostic afin de mettre en relief toutes les anomalies hydrauliques et physiques afin d'étudier la possibilité d'un redimensionnement du système d'assainissement de l'agglomération d'Amoucha.

En vue de répondre aux objectifs fixés, l'approche de l'étude s'articule autour de :

Dans un premier temps, une étude de reconnaissance et diagnostic sur terrain afin d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement du réseau.

Dans une seconde partie, l'étude de l'étendu du réseau d'assainissement de la ville. Ce qui nécessite une étude hydrologique et évaluation du débit des eaux usées qui nous permet de redimensionner le système pour répondre aux besoins de rejets de la commune.

**CHAPITRE I :**  
**Présentation du centre de**  
**Amoucha**

## Chapitre -1-

### Présentation du centre d'Amoucha

#### Introduction :

A travers ce chapitre nous allons procéder à la collecte des données de base que nécessite l'étude d'un projet d'assainissement du centre d'Amoucha notamment sur le plan de dimensionnement et de conception des différents ouvrages composant le système d'évacuation qu'exige ce projet. Ces données concernent celles naturelles du site et la situation hydraulique de l'agglomération et son développement futur.

#### I.1 Situation géographique :

Le centre d'Amoucha est situé au Nord-Est de la commune de Sétif, faisant partie intégrante des Babors et ayant des frontières avec la wilaya de Béjaïa.

Ce centre est limité :

- Au Nord par la commune de Tizi n'Bechar et Babour.
- A l'Est par la commune d'Ain EL Kebira.
- A l'Ouest par les communes de Ain Abbassa et Tizi n'Bechar.
- Au Sud par les communes de El Ouricia et Ain Abbassa.

La figure I.1 montre le découpage administratif des communes de la wilaya de Sétif.

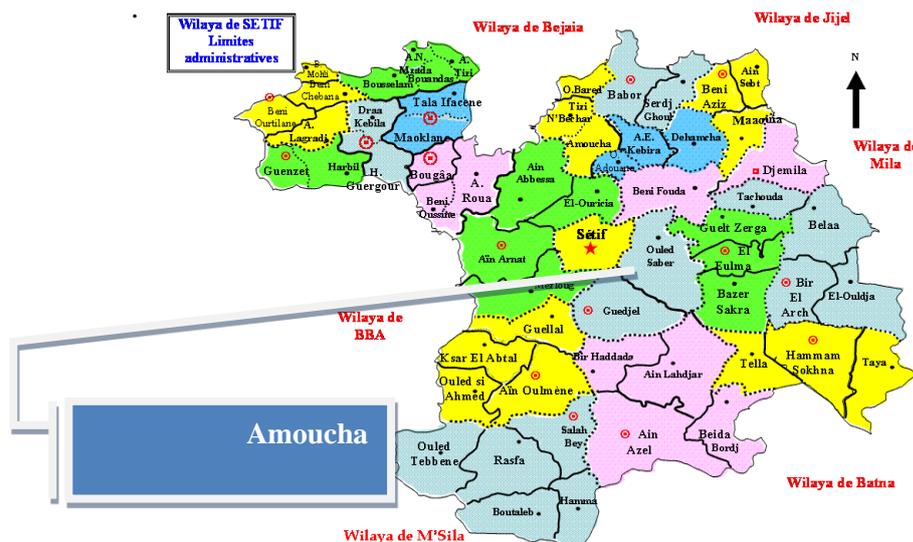


Figure I.1: découpage administratif des communes de la wilaya de Sétif.

## **I.2 Données naturelles du site :**

### **I.2.1 Situation topographique :**

Le centre d'Amoucha est caractérisé par une topographie relativement régulière avec un relief relativement plat au niveau de tous ses compartiments.

L'altitude de la zone d'étude pour le centre d'Amoucha varie entre 729,21 m au niveau du point le plus bas à la sortie sur la route de Béjaia et 884,34 m NGA au niveau du point le plus haut, soit une différence de niveau de 155 m.

Le levé topographique du terrain a mis en évidence un relief non uniforme voire accidenté, sur l'ensemble du territoire de ce centre. Ce qui nous permet de le décomposer globalement en deux principales parties : une partie haute à l'Est et une partie basse à l'ouest.

#### **I.2.1.1 Relief :**

De par sa configuration sur le plan topographique, le centre d'Amoucha peut être assimilée à une commune de montagne. Le découpage en unités morphologiques ne laisse apparaître qu'une seule unité celle de la montagne.

La disposition des différents éléments n'obéit à aucune règle ou logique. On les retrouve au nord, au centre et au sud du territoire de la commune. Ce sont des systèmes qui se caractérisent par des sommets étroits souvent plats et des versants réguliers aux pentes moyennes et fortes ; constituant de ce fait un facteur limitant pour l'intensification des activités agricoles. Les pratiques agricoles doivent être accompagnées de mesures anti – érosives.

### **I.2.2 Situation climatique :**

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude.

Il ressort une forte amplitude thermique, les températures diminuent pendant les trois mois d'hiver, (Décembre, Janvier, Février) d'un minima de (4.8°C) et elles progressent pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) d'un maxima de (32.5°C).

Les températures maximales absolues et les températures minimales absolues montrent une forte amplitude thermique caractéristique des régions Méditerranéennes.

L'ensemble des données de températures montre que l'hiver est très froid et l'été très chaud.

Les vents dominants soufflent en direction : Nord-Ouest / Nord-Est

### I.2.2.1 La température :

La température est un élément majeur dans les phénomènes de concentration et d'évaporation de l'eau, Il y a de façon générale, à Sétif l'hiver est très froid notamment le mois de janvier avec une température minimale moyenne de 0.4°C. Par contre l'été est caractérisé par une température moyenne maximale pendant le mois de juillet qui avoisine les 32.5°.

La distribution de la température pour la période (1989-2005) apparaît dans ce tableau.

**Tableau I.1:** Répartition mensuelle de la température. (1989-2005).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
<b>Tmin</b> C°	0.4	1.1	3.2	5.5	9.2	13.5	16.9	16.7	13.9	9.1	4.5	1.3	7.9
<b>Tmax</b> C°	9.2	11	14	18.1	22.4	27.7	32.5	31.9	27	20.4	14	10.1	19.9
<b>Tmoy</b> C°	4.8	6.0	8.6	11.8	15.8	20.6	24.7	24.3	20.4	14.7	14.7	5.7	13.9

(ANRH, 2013)

### I.2.2.2 Humidité relative :

L'humidité relative ou état hydrométrique (exprimé en %) est le rapport de la tension de vapeur à la tension maximale. La moyenne mensuelle relative est de 71.75% à Sétif. La répartition de l'humidité relative est représentée dans le tableau I.2.

**Tableau I.2:** Répartition de l'humidité relative.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
<b>Humidité%</b>	83	77	76	72	65	62	52	50	85	73	81	85	71.75

(ANRH, 2013)

### I.2.2.3 Pluviométrie :

La pluviométrie est un facteur essentiel du coût du réseau, surtout pour le choix du type de réseau d'assainissement à projeter.

Le tableau I.3 montre la répartition mensuelle de la pluviométrie pour la période (2009-2013).

**Tableau I.3:** Répartition mensuelle de la pluviométrie de la période (2009-2013).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
<b>Pluies(mm)</b>	40,1	34	36,9	51,3	41,2	32,6	33	37,5	44,4	22,6	10,4	14,8

(DRE Sétif)

### I.2.2.4 Les Vents :

Les vents dominants soufflent en direction : Nord-Ouest / Nord Est

La vitesse moyenne mensuelle varie de 2.7 m/s à 3.1 m/s.

Le tableau I.4 montre les vitesses moyennes mensuelles des vents.

**Tableau I.4 :** Vitesses moyennes mensuelles des vents.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Vitesse (km/h)	2.9	3.1	3.1	2.9	2.9	2.9	2.7	2.8	2.7	2.8	2.8	2.8	2.87

(ANRH, 2013)

**I.2.2.5 Les gelées :**

La gelée fait son apparition généralement du mois de novembre au mois d'avril moyenne annuelle de gelée calculée sur une période de onze années (1981/1992) et cinquante- six (56) jours et cause souvent des dégâts considérables.

**I.2.2.6 Les neiges :**

Les chutes de neiges sont assez rares et excréments irrégulières. La durée moyenne de l'enneigement varie entre 10 et 15 jours et persiste un peu plus sur les hauteurs.

**I.2.3 Situation géologique :**

La géologie de la zone d'Amoucha est caractérisée par sa diversité stratigraphique à savoir :

- Le quaternaire occupe une grande surface de la commune formée par les alluvions actuelle et récentes des oueds, les terres arables, les alluvions anciennes ;
- Les flysch kabyles (numidiennes) à bancs de grés grossier et argiles kaolinitique ;
- Les formations telliennes, l'unité supérieure à matériel éocène à matériel presque exclusivement marneux ;
- Le trias exotique représenté par le faciès gypseux broyés et cargneules.

**I.2.4 Sismicité :**

Les données de la sismicité historique et instrumentale permettent de trier un certain nombre de séismes dont l'intensité est suffisante pour causer d'importants dégâts qui ont affecté la région.

- De 1919 à 1948 cinquante-trois secousses ont été signalées dans les localités d'Amoucha et de Tizi-Nbechar ;
- le 17 Février 1949 la région a été le théâtre d'une activité sismique intense, elle a atteint une magnitude de 4.9 près de Kherrata et par conséquent a entraîné des dégâts catastrophiques au environ de son foyer, la secousse principale a été inscrite dans nombreux centres Européens de détection. Les couches marneuses se sont affaissées sur son pourtour et de longue fente se sont ouvertes ;
- En 1961 la localité de Mechta N'sa a été détruite d'où le transfert de la population vers l'agglomération de Tandja.

### **I.2.5 Situation hydrologique :**

La commune d'Amoucha est caractérisée par un réseau hydrographique très ramifié et bien ordonné cela est dû essentiellement à l'importance de la technique au niveau de cette région.

Ainsi elle est traversée par plusieurs oueds en pleine transformation morphologique dus au travail de sapement latéral de leurs rives jusqu'à ce qu'ils atteignent leur équilibre. On distingue : Oued Menannath, Oued Bouchettat, et Oued Adouane ou Amoucha.

Le phénomène d'érosion est très important sous l'influence des crues charriant des volumes importants de matériaux il est noté que :

-Le relief conditionne de façon importante l'hydrologie d'un bassin versant, une pente forte entraîne un écoulement rapide donc un temps de concentration des eaux court et une montée de crue rapide ;

- Le couvert végétal a une influence sur les écoulements et provoque l'amortissement des pluies (diminution de leur énergie).

### **I.2.6 Situation hydrogéologique :**

Les données recueillies au niveau de la subdivision de l'hydraulique témoignent d'une pauvreté en ressources sous terraines. En effet il n'existe qu'un seul forage à faible débit qui est exploité par des privés.

On outre, on signale l'existence de plusieurs sources sans grande importance vu leur tarissement en période de sécheresse à l'exception de quelques unes, ainsi que quelques puits utilisés pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable.

### **I.3 Situation démographique :**

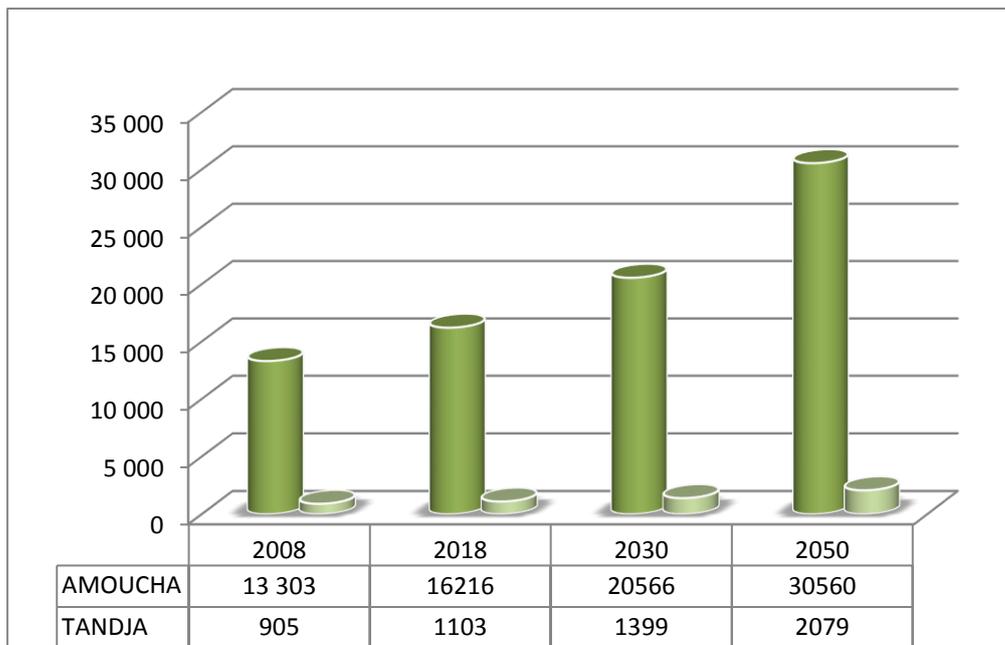
Le chef-lieu de la commune est passé d'une localité agricole à un pôle urbain en plein développement et appelé à croître encore plus dans les années à venir. Les données et projections du P.D.A.U donnent des informations sur la croissance démographique très rapide surtout au cours des dernières années.

A titre indicatif, la population recensée au niveau du chef-lieu en 1987 était de 3 862 a été multipliée par cinq au cours de vingt ans et se situe au cours du recensement de 2008 à 13 303habitants. Avec le rythme actuel, de par sa proximité du chef-lieu de la wilaya, cette ville tend à devenir un pôle urbain important dans les années à venir.

Le taux d'accroissement de la population du chef-lieu (A.C.L) entre l'année 1998 et 2008 a été estimé à 3,02 %. Ce taux est élevé par rapport à la moyenne nationale (1,72% entre 1998 et 2008) dénote sur l'attractivité de cette ville.

L'édition finale du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (P.D.A.U), bien qu'elle ait été établie en 2011, n'a pas pris en considération les données du R.G.P.H de 2008, mais il est indiqué qu'au niveau du chef-lieu le taux d'accroissement sera de 1,76% à moyen terme et de 1,06% à long terme.

En conclusion nous prenons ce qui suit Figure I.2 :



**Figure I.2 :** Diagramme de l'évolution démographique de la commune Amoucha pour la période 2008-2050.

#### I.4 Urbanisme :

Le chef-lieu de la commune est passé d'une localité agricole à un pôle urbain en plein développement et appelé à croître encore plus dans les années à venir. Cette commune est dotée d'équipements publics grands. On distingue des équipements administratifs, sanitaires, éducatifs, sportifs, culturels, religieux, commerciaux, ...

Le parc des équipements est appelé à croître en fonction de la croissance démographique de la population. Actuellement le parc des équipements fonctionnels est composé de :

Liste des équipements publics de la commune d'Amoucha est représentée dans le tableau I.5.

**Tableau I.5 :** Liste des équipements publics de la commune d'Amoucha.

Désignation des équipements	Nombre
Siège APC	01
Siège Daïra	01
Gendarmerie nationale	01
Sureté de Daïra	01

Protection civile	01
Siege Subdivision de l'Hydraulique Siege Subdivision équipement	01
Siege Subdivision de la construction et Agriculteur	01
recettes des Impôts	01
Centre ADE	01
Ecole primaire	06
CEM	03
Lycée	02
CFPA	01
Centre de santé	01
Mosquée	06
Stade	01
Salle de sport	01
Bibliothèque	01
Maison de la culture	01
Bureau De Poste	01
Banque BDL	01

(DRE Sétif)

Nous signalons que d'après les services techniques, s'agissant d'un centre rural, celui-ci n'est pas programmé dans le court et moyen terme d'une projection d'un plan d'occupation de sol.

### **I.5 Situation hydraulique :**

#### **I.5.1 Infrastructures hydrauliques existantes :**

En matière d'infrastructure hydraulique, ce centre est dépourvu des ouvrages d'épuration des eaux usées, rejet à l'air libre en pleine nature (oued ou bien chaabat et principalement oued Addouane), donc le problème d'hygiène se pose pour la population, la nécessité de raccordement et l'extension de ces rejets, et raccordement à la station d'épuration prévue s'impose en urgence.

#### **I.5.2 Réseau d'assainissement existant :**

Le réseau d'assainissement du centre d'Amoucha est de type unitaire de diamètres variables aboutissant à un seul rejet pour la collecte des eaux usées et pluviales des surfaces bâties et des voies carrossables actuelles. Quelques ouvrages annexes tels que les bouches d'égout et regards sont répartis le long de ce réseau. Les déversoirs d'orage sont inexistantes. Toutes les eaux usées situées sur le tracé sont collectées vers l'exutoire défini par l'administration, pour leur convergence vers la future STEP d'Amoucha.

### **I.5.3 Alimentation en eau potable :**

Actuellement la ressource en eau principale qui alimente l'agglomération d'Amoucha provient des eaux de surface à partir de la source naturelle d'Oued EL Bared située à 5 km de Tizi n'Bechar. Le débit véhiculé est de 300 L/s et il est de 150 L/s en période d'étiage. L'alimentation de cette agglomération est assurée aussi par le piquage sur une conduite DN 600 destinée à l'alimentation de la ville de Sétif. Il n'existe pratiquement aucun forage pour l'alimentation en eau de cette agglomération et de la localité de Tandja, avec une dotation de 200l/j/hab. Le système d'eau potable de l'agglomération d'Amoucha est exploité par le centre de l'ADE dépendant de l'agence de Sétif. Ce centre prend en charge la gestion des eaux de la commune et des quartiers de la zone éparsée. Ce centre n'est pas doté de moyens suffisants pour une bonne gestion et un bon entretien du réseau. En effet, à défaut de moyens humains et matériels de terrassement, surtout lors d'interventions pour la réparation de casses dues aux surpressions et vétusté de conduites

Ce système d'eau potable, comprend :

- Un réservoir situé à l'Est de l'agglomération de capacité 1000 m<sup>3</sup> ;
- Deux réservoirs 2x250 m<sup>3</sup> situés au niveau de la côte la plus élevée au nord de l'agglomération de capacité 500 m<sup>3</sup>
- Une conduite de piquage en amiante-ciment DN 250 sur la conduite en acier DN 600 alimente le réservoir de 1000 m<sup>3</sup> ;
- Une conduite d'adduction en PEHD DN 315 du réservoir 1000 m<sup>3</sup> vers les deux réservoirs 2x250 m<sup>3</sup> et le réservoir de Tandja.

### **I.6 Période concernée par l'étude :**

L'horizon prévu pour cette étude est l'an 2054 soit au bout de 30 ans Au-delà de cet horizon, l'estimation deviendrait grossière en raison des incertitudes sur l'évolution et la composition future de la population et sur l'activité socio-économique du centre.

### **Conclusion :**

A travers ce chapitre, nous avons procédé à la collecte des données et informations qui vont nous servir au calcul de base pour le dimensionnement et la conception du système d'évacuation appelé à satisfaire les besoins de rejet d'effluents de toute nature confondue à l'horizon futur.

## **CHAPITRE II :**

# **Diagnostic du système d'assainissement existant**

## Chapitre - II-

### Diagnostic du système d'assainissement existant

#### Introduction :

Le diagnostic est l'ensemble des mesures prises pour réhabiliter ou améliorer la performance d'un réseau d'assainissement.

En quelques années de fonctionnement, les réseaux d'assainissement commencent à avoir des dysfonctionnements résultant des plusieurs anomalies.

Il y a plusieurs causes majeures pour qu'un réseau d'assainissement ne répond plus à ses fonctions tels que :

- La présence de vide autour du collecteur qui est dû au mauvais compactage du remblai.
- Obturation des collecteurs par des corps étrangers.
- Dû à une certaine quantité de matière organique qui se déposent au fond de conduites.
- Dû à une discontinuité du contact entre l'extérieur du tuyau et du sol environnant.
- Obturées par accumulation de matières organiques au niveau des bouches d'égout et regards après orage.
- Décollage d'enduit.
- Présence d'eaux parasites dû : aux infiltrations par les joints et branchement incorrect.
- Dû à l'absence de contrôle par les services hydrauliques de la ville.

Pour notre agglomération nous avons noté :

- L'effluent exerce une charge hydraulique dynamique ou statique sur l'ouvrage. Lors de crues ou de taux de remplissage inhabituel.
- Etat dégradé de certaines dalles tampons des regards.
- Des branchements individuelle non-conformité
- Regards de visite est enterrée et couverte d'asphalte.
- Dépôts sur le radier (sables, résidus de béton)
- Défauts affectant dans les fonds des regards de visite (la stagnation de l'eau)

#### II.1 Objectif de l'étude du diagnostic :

L'étude du diagnostic nous permet de :

- Juger l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement.
- Augmenter le rendement du réseau.

- Améliorer la fiabilité du réseau.
- Prolonger la durée de vie des canalisations.
- Assurer une bonne gestion et entretien futur.

## **II.2 Phases principales d'une étude de diagnostic :**

Pour conduire une étude de diagnostic, des phases suivantes sont à suivre :

### **II.2.1 Recueil et exploitation des données :**

Il faut en premier lieu faire la collecte des données et des informations relatives au réseau actuel.

Les données à recueillir sont :

a) Données relatives à chaque sous bassin :

Nombre d'habitants et leur consommation en eau potable

La surface totale drainées et leur caractéristique : intensité de pluie, pente.

b) données relatives au réseau et ces ouvrages annexes :

(collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, bassin de retenue... )

c)données relatives au traitement :

Bilans de traitement

Etat de fonctionnement de l'ouvrage de traitement

d)Données relatives au milieu récepteur :

Qualité actuelle

### **II.2.2 Le pré-diagnostic :**

Dans cette phase, un examen préalable du réseau ainsi que des ouvrages annexes est nécessaire pour établir une préconisation des travaux à adopter pour améliorer les caractéristiques du réseau.

### **II.2.3 Reconnaissance approfondie :**

Cette phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages annexes ce qui permet de :

- Quantifier les fuites de pollution dans les milieux récepteurs et l'étude de l'impact de rejet sur la nappe d'eau.
- Détecter les apports des eaux parasites.
- Rechercher l'origine d'éventuelle pollution toxique d'origine industrielle, des graisses et des métaux lourds.

**II.2.4 Etude fonctionnelle des surfaces élémentaires :**

Elle consiste à délimiter les surfaces élémentaires et déterminer les zones d'occupation des sols homogènes pour permettre de localiser les tronçons suspects, des « points noirs », débordements.

**II.2.5 Conception de la nouvelle structure d'assainissement :**

Elle comprend les dispositions de réhabilitation, de restrictions et d'extension. D'autres dispositions particulières sont à étudier, tel que les traitements spécifiques aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire.

**II.2.6 Conclusion et permanence du processus d'étude :**

En résumé le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement, à étudier précisément le fonctionnement et dysfonctionnement pour concevoir la solution d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion.

**II.3 Présentation du réseau d'assainissement en place :**

Les missions de reconnaissance, qui ont été effectuées sur le site en collaboration avec les agents de gestion de l'agglomération d'Amoucha, nous ont permis de faire les observations suivantes :

- La commune d'Amoucha est dotée d'un réseau d'assainissement unitaire (évacuent dans les mêmes canalisations, les eaux usées domestiques et les eaux pluviales provenant des toitures)
- Le réseau a été réalisé par étape, au fur et à mesure de l'extension de cette agglomération.
- Le rejet de ces eaux usées se fait actuellement dans le milieu naturel : le rejet d'Amoucha situe au nord de l'agglomération y aussi quelques rejets individuels dans le canal.

Collecteur principal (B) : Ce collecteur de diamètre 1000 mm qui draine le centre d'Amoucha a une moyenne pente, ce qui provoque des dépôts et l'écoulement des eaux devient difficile.

Collecteur principal (C) : Ce collecteur de diamètre 630 mm qui est destiné à assainir une partie du lotissement commence déjà à se détériorer.

Remarque : Le réseau d'assainissement de centre Tandja a dispose d'un seul collecteur principal A qui n'a été concerné dans cette étude.

**II.4 Diagnostic du réseau d'assainissement du centre d'Amoucha :**

Cette phase consiste à établir un diagnostic complet précisant l'analyse de fonctionnement du réseau et l'établissement des différents dysfonctionnements et points" noirs".

#### II.4.1 Etat physique du réseau:

Le réseau d'assainissement du centre d'Amoucha dans sa totalité est très ancien. Son manque d'entretien et son ancienneté ont conduit à sa dégradation progressive dans le temps.

- Les réseaux d'égouts existants sont réalisés par buse en béton comprimé dans sa grande partie.
- La qualité des composants utilisés tel que le ciment est parfois, en certains tronçons médiocres.
- Le réseau actuel est très mal entretenu, les observations enregistrées lors des visites d'inspection des collecteurs et des regards de visite et de branchements sont les suivantes :
- Rétrécissement de sections internes de certains tronçons.
- L'inexistence des déversoirs d'orage pour l'évacuation des eaux pluviales.
- Envasement et dépôt dans les regards de visite et/ ou collecteurs.
- Certaines constructions sont réalisées sur les collecteurs
- Etat dégradé de certaines dalles tampons des regards.
- Branchements d'eau usée non fonctionnels et/ou obstrués
- Une grande partie des regards de visite est enterrée et couverte d'asphalte.
- Le manque d'aération des regards engendre la fermentation et la provocation de gaz toxiques.
- Tassement influant sur le profil en long de l'ouvrage
- Glissement de terrain et effondrement dû aux vides
- Le marnage induit un phénomène de fatigue sur la structure.
- Perte d'étanchéité, permettant des échanges entre canalisation et terrain encaissant. Le phénomène peut alors s'auto-amplifier.
- L'effluent exerce une charge hydraulique dynamique ou statique sur l'ouvrage. Lors de crues ou de taux de remplissage inhabituel,
- Les risques engendrés par la proximité des systèmes racinaires des arbres
- Raccordement qui n'a pas été réalisé selon les règles de l'art.
- Défauts d'assemblage (Joints défectueux)
- Des branchements individuelle non-conformité
- Les cassures.
- Défauts affectant les regards de visite (Fond de l'ouvrage /Défauts de cunette)
- Dépôts sur le radier (sables, résidus de béton)
- Dépôt à hauteur du fil d'eau (des graisses)
- Variations de pentes matérialisées par la stagnation de l'eau



**Figure II.1 :** L'effluent exerce une charge hydraulique dynamique ou statique sur l'ouvrage. Lors de crues ou de taux de remplissage inhabituel



**Figure II.2:** Dépôts sur le radier (sables, résidus de béton)

#### **II.4.2 Classification des collecteurs :**

##### **Centre d'Amoucha :**

Le réseau d'assainissement du centre comprend 2 collecteurs principaux B et C. Les tableaux ci-après donnent les caractéristiques de ce réseau (diamètres, numéro des regards recensés, côtes du terrain naturel des regards, visitables etc....).

**TableauII.1:** Caractéristiques du Collecteur (B) et (C) du centre d'Amoucha.

Numéro du collecteur	Numéro des regards	Côtes tampon (m)	Tronçon		Diamètre (mm)	Distance (m)	Type de conduite	Etat
<b>COLLECTEUR PRINCIPAL B</b>	R82	809.906	R82	R83	500	30,6	CAO	mauvais
	R83	808.705	R83	R84	500	25	CAO	mauvais
	R84	807.597	R84	R85	500	25,7	CAO	mauvais
	R85	806.708	R85	R86	500	35	CAO	mauvais
	R86	805.561	R86	R87	500	32,7	CAO	mauvais
	R87	804.675	R87	R88	500	25,3	CAO	mauvais
	R88	804.071	R88	R89	500	63,8	CAO	mauvais
	R89	803.106	R89	R90	500	65,4	CAO	mauvais
	R90	802.378	R90	R91	500	60,3	CAO	mauvais
	R91	801.627	R91	R92	500	63,4	CAO	mauvais
	R92	800.161	R92	R93	500	30,6	CAO	mauvais
	R93	799.616	R93	R94	500	32,2	CAO	mauvais
	R94	798.875	R94	R95	500	35,1	CAO	mauvais
	R95	797.684	R95	R96	500	37,2	CAO	mauvais
	R96	796.670	R96	R97	500	33,4	CAO	mauvais
	R97	796.168	R97	R98	500	32,7	CAO	mauvais
	R98	795.423	R98	R99	500	58	CAO	mauvais
	R99	794.433	R99	R100	500	28	CAO	mauvais
	R100	793.484	R100	R101	500	28,3	CAO	bon
	R101	792.508	R101	R102	500	30,1	CAO	bon
	R102	791.414	R102	R103	500	27,5	CAO	bon
	R103	790.483	R103	R104	500	28,1	CAO	bon
	R104	789.828	R104	R105	500	35,8	CAO	bon
	R105	789.399	R105	R106	500	35	CAO	bon
	R106	789.273	R106	R107	500	30	CAO	bon
	R107	789.187	R107	R108	500	29,8	CAO	mauvais
	R108	789.176	R108	R109	500	18,7	CAO	mauvais
	R109	789.115	R109	R110	500	30	CAO	mauvais
	R110	788.546	R110	R111	500	48,7	CAO	mauvais
	R111	787.738	R111	R112	500	51,7	CAO	mauvais
	R112	786.220	R112	R113	300	36,45	buse	mauvais
	R113	784.927	R113	R114	300	21,5	buse	mauvais
	R114	784.287	R114	R115	300	87	buse	mauvais
R115	781.617	R115	R116	300	13,4	buse	mauvais	
R116	781.369	R116	R117	300	37,5	buse	mauvais	
R117	780.789	R117	R118	300	59,7	buse	mauvais	
R118	779.629	R118	R119	300	37	buse	mauvais	

Numéro du collecteur	Numéro des regards	Côtes tampon	Tronçon		Diamètre (mm)	Distance (m)	Type de conduite	Etat
<b>COLLECTEUR PRINCIPAL B</b>	R122	778.151	R122	R123	400	43,6	buse	mauvais
	R123	777.509	R123	R124	400	25,3	buse	mauvais
	R124	777.869	R124	R125	400	35,7	buse	mauvais
	R125	775.375	R125	R126	400	35,9	buse	mauvais
	R126	774.97	R126	R127	400	13	buse	mauvais
	R127	774.78	R127	R128	400	47,4	buse	mauvais
	R128	774.635	R128	R129	400	50,5	buse	mauvais
	R129	773.741	R129	R130	400	48,7	buse	mauvais
	R130	772.764	R130	R131	400	39,7	buse	mauvais
	R131	771.843	R131	R132	400	59,4	buse	mauvais
	R132	770.696	R132	R133	500	68,8	Amiante	mauvais
	R133	769.212	R133	R134	500	76,3	Amiante	mauvais
	R134	766.340	R134	R135	500	53,5	Amiante	mauvais
	R135	764.632	R135	R136	500	76,3	Amiante	mauvais
	R136	762.621	R136	R137	500	100	Amiante	mauvais
	R137	760.243	R137	R138	500	67	Amiante	bon
	R138	759.25	R138	R139	500	50	Amiante	bon
	R139	758.30	R139	R140	500	53,6	Amiante	bon
	R140	757.617	R140	R141	500	48	Amiante	bon
	R141	757.311	R141	R142	500	86,6	Amiante	bon
	R142	755.946	R142	R143	500	54,9	Amiante	bon
	R143	755.153	R143	R144	500	65,9	Amiante	bon
	R144	753.280	R144	R145	500	58,3	Amiante	bon
	R145	752.289	R145	R146	500	19,6	Amiante	bon
	R146	752.063	R146	R147	500	42,1	Amiante	bon
	R147	751.381	R147	R148	500	41,1	Amiante	bon
	R148	751.208	R148	R149	500	53	Amiante	bon
	R149	749.737	R149	R150	500	14,7	Amiante	bon
	R150	751.050	R150	R151	500	41,6	Amiante	mauvais
	R151	749.40	R151	R152	800	41	CAO	mauvais
	R152	749.221	R152	R153	800	60	CAO	mauvais
	R153	747.626	R153	R154	800	49,8	CAO	mauvais
R154	746.75	R154	R155	800	42,9	CAO	mauvais	
R155	746.15	R155	R156	800	77,1	CAO	mauvais	
R156	743.170	R156	R157	800	53,9	CAO	mauvais	
R157	743.695	R157	R158	800	48,2	CAO	mauvais	
R158	743.317	R158	R159	800	51	CAO	mauvais	
R159	742.715	R159	R160	800	24,6	CAO	mauvais	
R160	742.34	R160	R161	800	41,7	CAO	mauvais	
R161	740.11	R161	R162	800	38	CAO	mauvais	

Numéro du collecteur	Numéro des regards	Côtes tampon	Tronçon		Diamètre	Distance	Type de conduite	Etat
<b>Coll B2</b>	R163	805.719	R163	R164	300	42	buse	mauvais
	R164	800.925	R164	R165	300	33,7	buse	mauvais
	R165	800.618	R165	R166	300	23	buse	mauvais
	R166	802.041	R166	R167	300	38,6	buse	mauvais
	R167	799.872	R167	R94	300	10,2	buse	mauvais
	R94	798.875						
<b>Coll B3</b>	R168	806.077	R168	R169	300	31,4	buse	mauvais
	R169	804.559	R169	R170	300	79,9	buse	mauvais
	R170	802.134	R170	R171	300	42,4	buse	mauvais
	R171	798.198	R171	R172	300	19,2	buse	mauvais
	R172	796.941	R172	R173	300	14,7	buse	mauvais
	R173	796.104	R173	R96	300	12,8	buse	mauvais
	R96	796.670						
<b>B3-a</b>	R174	800.819	R174	R175	300	57,4	buse	mauvais
	R175	798.767	R175	R171	300	10,8	buse	mauvais
	R171	798.198						
<b>B3-b</b>	R176	814.996	R176	R177	300	60	buse	mauvais
	R177	815.054	R177	R178	300	31,4	buse	mauvais
	R178	813.545	R178	R179	300	46,1	buse	mauvais
	R179	811.950	R179	R180	300	45,5	buse	mauvais
	R180	800.180	R180	R172	300	50,15	buse	mauvais
	R172	796.941	R172					
<b>Coll B4</b>	R181	812.026	R181	R182	315	35,9	PVC	mauvais
	R182	810.208	R182	R183	315	46,8	PVC	mauvais
	R183	807.938	R183	R184	315	39,4	PVC	mauvais
	R184	806.275	R184	R185	315	35,8	PVC	mauvais
	R185	804.449	R185	R186	315	39,6	PVC	mauvais
	R186	802.524	R186	R187	315	41,4	PVC	mauvais
	R187	800.752	R187	R188	315	37,2	PVC	mauvais
	R188	798.528	R188	R189	315	76,5	PVC	mauvais
	R189	795.535	R189	R190	315	70,1	PVC	mauvais
	R190	796.173	R190	R191	315	32,1	PVC	mauvais
	R191	793.477	R191	R192	315	42	PVC	mauvais
	R192	790.000	R192	R193	315	23,8	PVC	mauvais
	R193	787.594	R193	R194	315	14,6	PVC	mauvais
	R194	786.003	R194	R120	315	89	PVC	mauvais

Numéro du collecteur	Numéro des regards	Côtes tampon	Tronçon		Diamètre	Distance	Type de conduite	Etat
<b>B4-b</b>	R195	819.943	R195	R196	315	25,8	PVC	mauvais
	R196	816.140	R196	R197	315	36,5	PVC	mauvais
	R197	809.959	R197	R198	315	30,1	PVC	mauvais
	R198	805.017	R198	R199	315	44,6	PVC	mauvais
	R199	798.453	R199	R190	315	29,5	PVC	mauvais
	R190	796.173						
<b>B4-b-1</b>	R200	807.537	R200	R198	315	23,2	PVC	mauvais
	R198	805.017						
<b>Coll B5</b>	R202	847.164	R202	R203	300	17,6	buse	mauvais
	R203	845.130	R203	R204	300	16,9	buse	mauvais
	R204	842.945	R204	R205	300	39,4	buse	mauvais
	R205	838.774	R205	R206	300	19,9	buse	mauvais
	R206	837.139	R206	R207	300	25,8	buse	mauvais
	R207	835.428	R207	R208	300	20,4	buse	mauvais
	R208	833.358	R208	R209	300	25,6	buse	mauvais
	R209	831.103	R209	R210	300	46,6	buse	mauvais
	R210	827.619	R210	R211	300	45,6	buse	mauvais
	R211	824.502	R211	R212	300	44,9	buse	mauvais
	R212	819.713	R212	R213	300	44,5	buse	mauvais
	R213	815.151	R213	R214	300	54,4	buse	mauvais
	R214	808.915	R214	R215	300	44,7	buse	mauvais
	R215	802.481	R215	R216	300	45,7	buse	mauvais
	R216	796.077	R216	R217	300	8	buse	mauvais
	R217	795.769	R217	R218	300	53,5	buse	mauvais
	R218	792.280	R218	R219	300	9	buse	mauvais
	R219	792.094	R219	R220	400	37	buse	mauvais
	R220	790.313	R220	R221	400	29,4	buse	bon
	R221	791.83	R221	R222	400	35,3	buse	bon
	R222	787.006	R222	R223	400	34,4	buse	bon
	R223	786.128	R223	R224	400	17,2	buse	bon
R224	785.756	R224	R225	400	43,4	buse	bon	
R225	784.404	R225	R226	400	43,4	buse	bon	
R226	783.137	R226	R227	400	28,7	buse	bon	
R227	782.321	R227	R228	400	90	buse	bon	
R228	779.238	R228	R121	400	30,2	buse	mauvais	

Numéro du collecteur	Numéro des regards	Côtes tampon (m)	Tronçon		Diamètre (mm)	Distance (m)	Type de conduite	Etat
<b>B5-b</b>	R231	837.131	R231	R232	300	17,4	buse	bon
	R232	836.775	R232	R233	300	9,2	buse	bon
	R233	836.640	R233	R234	300	56,4	buse	bon
	R234	836.041	R234	R207	300	20	buse	bon
	R207	835.428						
<b>B5-c</b>	R235	860.787	R235	R236	300	55,2	buse	bon
	R236	855.350	R236	R237	300	55,6	buse	bon
	R237	850.038	R237	R238	300	70	buse	bon
	R238	843.580	R238	R239	300	51,5	buse	bon
	R239	836.800	R239	R240	300	19	buse	bon
	R240	835.415	R240	R241	300	35,2	buse	bon
	R241	835.129	R241	R242	300	40,5	buse	bon
	R242	834.187	R242	R5C1	300	69	buse	bon
	R327	794.73						
	R243	831.407	R243	R244	300	58,2	buse	bon
	R244	830.970	R244	R209	300	23,3	buse	bon
	R209	831.103						
<b>B5-c-1</b>	R245	848.415	R245	R246	300	25,4	buse	mauvais
	R246	846.958	R246	R247	300	51,8	buse	mauvais
	R247	844.619	R247	R248	300	20,3	buse	mauvais
	R248	843.892	R248	R249	300	64,8	buse	bon
	R249	839.129	R249	R241	300	25,3	buse	bon
	R241	835.129						
<b>B5-c-2</b>	R250	846.742	R250	R247	300	24,7	buse	mauvais
	R247	844.619						
<b>B5-d</b>	R251	825.714	R251	R210	300	26	buse	mauvais
	R210	827.619						
<b>B5-e</b>	R252	867.034	R252	R253	300	37,4	buse	mauvais
	R253	866.347	R253	R254	300	60,3	buse	bon
	R254	864.219	R254	R255	300	48,3	buse	mauvais
	R255	861.640	R255	R256	300	54,9	buse	mauvais
	R256	859.270	R256	R257	300	55,55	buse	bon
	R257	856.990	R257	R258	300	60	buse	mauvais
	R258	854.119	R258	R259	300	40,1	buse	mauvais

Numéro du collecteur	Numéro des regards	Côtes tampon (m)	Tronçon		Diamètre (mm)	Distance (m)	Type de conduite	Etat
<b>COLLECTEUR PRINCIPAL C</b>	R606	846.481	R606	R607	300	52,6	buse	bon
	R607	843.119	R607	R608	300	62	buse	bon
	R608	836.44	R608	R609	300	63,8	buse	bon
	R609	832.261	R609	R610	300	40,9	buse	bon
	R610	829.498	R610	R611	300	60,3	buse	bon
	R611	824.092	R611	R612	300	23,8	buse	mauvais
	R612	823.897	R612	R613	300	44,7	buse	mauvais
	R613	824.291	R613	R614	300	53	buse	mauvais
	R614	823.811	R614	R615	300	56,5	buse	mauvais
	R615	822.852	R615	R616	300	65	buse	mauvais
	R616	822.218	R616	R617	300	46,9	buse	mauvais
	R617	820.343	R617	R618	400	30,8	PVC	mauvais
	R618	819.437	R618	R619	400	35,3	PVC	mauvais
	R619	818.433	R619	R620	400	48,5	PVC	mauvais
	R620	817.943	R620	R621	400	39,5	PVC	bon
	R621	816.875	R621	R622	400	35	PVC	bon
	R622	815.204	R622	R623	400	68	PVC	bon
	R623	814.016	R623	R624	400	49,9	PVC	bon
	R624	812.762	R624	R625	400	46,8	PVC	bon
	R625	810.545	R625	R626	400	44,7	PVC	bon
	R626	808.504	R626	R627	400	32,9	PVC	bon
	R627	807.165	R627	R628	400	29,1	PVC	mauvais
	R628	806.717	R628	R629	400	32,1	PVC	mauvais
	R629	805.810	R629	R630	400	45,5	PVC	mauvais
	R630	804.542	R630	R631	400	57,1	PVC	bon
	R631	802.258	R631	R632	400	48,3	PVC	bon
	R632	800.420	R632	R633	400	68,7	PVC	bon
	R633	798.801	R633	R634	400	47,2	PVC	bon
	R634	797.724	R634	R635	400	50,3	PVC	bon
	R635	796.137	R635	R636	400	49,9	buse	bon
	R636	794.082	R636	R637	400	66,9	buse	mauvais
	R637	792.480	R637	R638	400	42,9	buse	mauvais
	R638	792.480	R638	R639	400	37,6	buse	mauvais
	R639	790.354	R639	R640	400	35	buse	bon
	R640	789.257	R640	R641	400	36,3	buse	bon
	R641	788.635	R641	R642	400	16,5	buse	bon
	R642	787.317	R642	R643	400	85	buse	bon
	R643	786.798	R643	R644	400	66,5	buse	bon

	R644	784.316	R644	R645	400	37	buse	bon
	R645	782.257	R645	R646	400	50,6	buse	bon
	R646	779.757	R646	R647	400	51,3	buse	bon
	R647	778.621	R647	R648	400	35,6	buse	mauvais
	R648	777.802	R648	R649	200	12,8	buse	mauvais
	R649	777.893	R649	R650	200	30,4	buse	mauvais
	R650	777.16	R650	R651	400	43,7	buse	bon
	R651	775.44	R651	R127	400	27,8	buse	bon
	R127	774.78						
<b>Coll C1</b>	R653	843.643	R653	R654	300	76,7	buse	mauvais
	R654	842.019	R654	R655	300	51,9	buse	mauvais
	R655	840.069	R655	R656	300	29	buse	mauvais
	R656	839.077	R656	R657	300	79	buse	mauvais
	R657	835.707	R657	R658	300	26	buse	mauvais
	R658	835.050	R658	R659	300	33,5	buse	mauvais
	R659	833.200	R659	R609	300	70,9	buse	mauvais
	R609	832.261						
<b>Coll C2</b>	R660	848.247	R660	R661	400	14,6	PVC	bon
	R661	846.921	R661	R662	400	18,3	PVC	bon
	R662	844.709	R662	R663	400	36,2	PVC	bon
	R663	840.174	R663	R664	400	86	PVC	bon
	R664	831.087	R664	R665	400	15,3	PVC	bon
	R665	829.074	R665	R666	400	21,7	PVC	bon
	R666	826.797	R666	R667	400	23	PVC	bon
	R667	823.398	R667	R668	400	13,2	PVC	bon
	R668	821.554	R668	R617	400	13,6	PVC	bon
	R617	820.343						

**Conclusion :**

L'étude de diagnostic nous a permis de faire une mise au point sur l'état et les conditions d'exploitation et le fonctionnement du réseau existant. Les techniques de réhabilitations sont nombreuses leur choix est fonction des caractéristiques du réseau (nature, matériau, de l'importance et de la fréquence des désordres de structure). Le procédé choisi devra également tenir compte de critères économiques...etc.

A cet effet, un schéma directeur du réseau d'assainissement de l'agglomération sera projeté. Ce schéma directeur tiendra compte de toutes les observations et les remarques faites dans cette phase et également des paramètres urbanistiques pour les différents horizons.

Nous pouvons conclure ainsi que le réseau d'assainissement de l'agglomération d'Amoucha est en mauvais état, sa rénovation et son extension sont impératives.

# **CHAPITRE III :** **Etude hydrologique**

## Chapitre - III -

### Etude hydrologique

#### **Introduction :**

Ce chapitre comporte l'étude hydrologique. Cette dernière peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement ou sur celui de l'exploitation des systèmes. Cette étude hydrologique a pour objet la détermination de l'intensité de pluie avec laquelle se fera le dimensionnement de notre réseau.

#### **III.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 (Régis BOURRIER,1981).

Les averses considérées 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 liés au ruissellement.

Ceci exige ainsi, un système de drainage efficace

#### **III.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 (Régis BOURRIER,1981).

#### **III.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.

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). (Régis BOURRIER,1981)

#### 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 (Bénina TOUAIBIA,2004).

#### III.5 Détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation :

En hydrologie urbaine, "L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout, des systèmes de drainage et des aménagements antiérosifs. L'intensité d'une précipitation se définit comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Cette intensité s'exprime par unité de temps, généralement en mm/h.

L'ingénieur chargé d'un projet d'assainissement devra estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle de temps  $\Delta t$ , de différents points du réseau et qui sera atteinte ou dépassée une fois en 10, 20 ou 50 ans (Bénina TOUAIBIA,2004).

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

Soit :

$$im = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots(III-1)$$

im : intensité moyenne en mm/h.

$\Delta h$  : hauteur de pluie tombée pendant la durée  $\Delta t$ .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

#### III.5.1 Recueil des données :

Il est nécessaire de disposer d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières sur une longue durée (Régis BOURRIER,1981).

Le tableau III.1 donne précipitations mensuelles et maximales journalières, enregistrées à la station pluviométrique de Fermatou dont le code 150601, fourni par l'ANRH de Sétif, pour la période d'observation 1982-2013, soit 32 ans.

Les coordonnées Lambert de la station sont :

X=742 km Y=328,6 km Z=1030 m.

**Tableau III.1:** Série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières (de Fermatou dont le code 150601).

Année	Pmax j
1982	55.3
1983	102
1984	44
1985	65
1986	40
1987	53.5
1988	55.2
1989	43.6
1990	28.5
1991	76.1
1992	66.8
1993	43.8
1994	64.6
1995	25.5
1996	43.9
1997	32.5
1998	68.4
1999	36.8
2000	54.7
2001	31
2002	42.4
2003	50.2
2004	27
2005	38.9
2006	58.7
2007	54.1
2008	37.2
2009	42
2010	85.3
2011	57.3
2012	57.3
2013	40.9

(Source : ANRH Sétif, 2013)

### III.5.2 Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement :

#### III.5.2.1 Analyse des données statistiques :

En général, 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.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 32 années.

Les caractéristiques de cette série sont :

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières  $\overline{Pmax,j}$  durant 32 ans d'observations :

$$\overline{Pmax,j} = \frac{\sum_{i=1}^n Pmax,j}{n} \dots\dots\dots(III-2)$$

$$\overline{Pmax,j} = \frac{\sum_{i=1}^n Pmax,j}{n} = \frac{1622,5}{32} = 50,7\text{mm.}$$

n : le nombre d'années d'observations (n= 30 ans).

L'écart type « $\sigma Pmax, j$ » :

Pour n ≥ 30 ans on a :

$$\sigma Pmax, j = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Pmax,j - \overline{Pmax,j})^2}{n}}$$

$$D'où : \sigma Pmax, j = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Pmax,j - \overline{Pmax,j})^2}{n}} = 17,2 \text{ mm.}$$

Coefficient de variation : « Cv » :

$$Cv = \frac{\sigma Pmax,j}{\overline{Pmax,j}} = \frac{17,2}{50,7} = 0,339.$$

Le tableau III.2 donne les caractéristiques de la série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières

**Tableau III.2:** Caractéristiques de la série

Caractéristiques	Valeurs
Nombre d'années d'observation	32
Minimum des Pmax j en (mm)	25,5
Maximum des Pmax j en (mm)	102
La moyenne des Pmax j en (mm)	50,7
L'écart type en (mm)	17,2
Coefficient de variation	0,339

**Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région b = 0,35 est donné par l'A.N.R.H de Sétif

### III.5.2.2 Test d'homogénéité :

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, alors nous devons-nous assurer que notre série pluviométrique est homogène et qu'elle vient de même endroit. Pour notre cas puisque nous travaillons sur des valeurs de pluies journalières maximales l'effectuation du test n'est pas nécessaire (Bénina TOUAIBIA,2004).

### III.5.2.3 Choix de la loi d'ajustement:

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 Exponentielle.
- 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 de prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Devant un 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.

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

1. Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ou décroissant selon que nous travaillons à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
2. Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
3. Calculer la fréquence expérimentale par une formule empirique ;

4. Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon à savoir : moyenne, écart type ou coefficient de variation, coefficient d'asymétrie.
5. Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi.
6. Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.
7. Lire ou calculer la valeur extrême (quantile), c'est-à-dire la valeur correspondante à une probabilité donnée.
8. Tester l'adéquation de la loi d'ajustement.
9. 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 (Bénina TOUAIBIA,2004).

**III.5.2.3.1 Ajustement à la loi de Gumbel :**

La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III-3)$$

Tel que  $y = \alpha (x - x_0) \dots\dots\dots(III-4)$

Avec :

Y : variable réduite de GUMBEL

x : variable étudiée (Pmax,j) ;

x<sub>0</sub> : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

α : paramètre de l'échelle (a > 0) appelé aussi « gradex »

On peut écrire :

$$y = -\ln[-\ln(F(x))] \dots\dots\dots(III-5)$$

La fréquence expérimentale est donnée par la formule de HAZEN :

$$F(x) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots(III-6)$$

Avec :

m : rang de précipitation



F(x) : Fréquence au non-dépassement.

La variable centrée réduite de Gausse est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots \dots \dots (III-11)$$

Avec :

x : variable étudiée (Pmax,j).

$\overline{\ln x}$  : la moyenne des logarithmes de la variable x

$\sigma_{\ln x}$  : l'écart-type des logarithmes de la variable x.

Pour les différentes périodes de retour. Les résultats de l'ajustement à la loi de log normal issus de logiciel (Hyfran), avec l'utilisation de la méthode du maximum de vraisemblance, sont représentés dans le tableau III.4 :

$$\overline{\ln x} = 3.87 \qquad \qquad \qquad \sigma_{\ln x} = 0.32$$

**Tableau III.4:** Ajustement de la série à la loi de Galton à l'aide du logiciel Hyfran.

Période de retour «T» [ans]	Probabilité «Q»	Valeur théorique «Xt» [mm]	Ecart-Type	Intervalle de confiance 95%
10.0	0.9000	73.4	5.81	62.0-84.8

**III.5.2.3.3 Ajustement à la loi GEV :**

La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (III-12)$$

Sachant que « y » est la variable réduite

$$y = -\frac{1}{k} \ln\left(1 - \frac{k}{\alpha}(x - u)\right) \dots \dots \dots (III-13)$$

Avec :

x : variable étudiée (Pmax,j).

u : paramètre de position

a : paramètre de dispersion (a > 0).

k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

Pour les différentes périodes de retour. Les résultats de l'ajustement à la loi de GEV issus de logiciel (Hyfran), avec l'utilisation de la méthode du maximum de vraisemblance, sont représentés dans le tableau III.5 :

$$u = 13.29 \quad ; \quad \alpha = 42.99 \quad ; \quad k = 0.03$$

**Tableau III.5:** Ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran.

Période de retour «T» [ans]	Probabilité «Q»	Valeur théorique «Xt» [mm]	Ecart- Type	Intervalle de confiance 95%
10.0	0.9000	72.9	5.82	61.5-84.3

#### III.5.2.3.4 Comparaison entre les lois d'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

##### a) Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

##### Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures III.1, III.2, III.3 et III.4, on remarque que : La loi log normal donne un meilleur ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

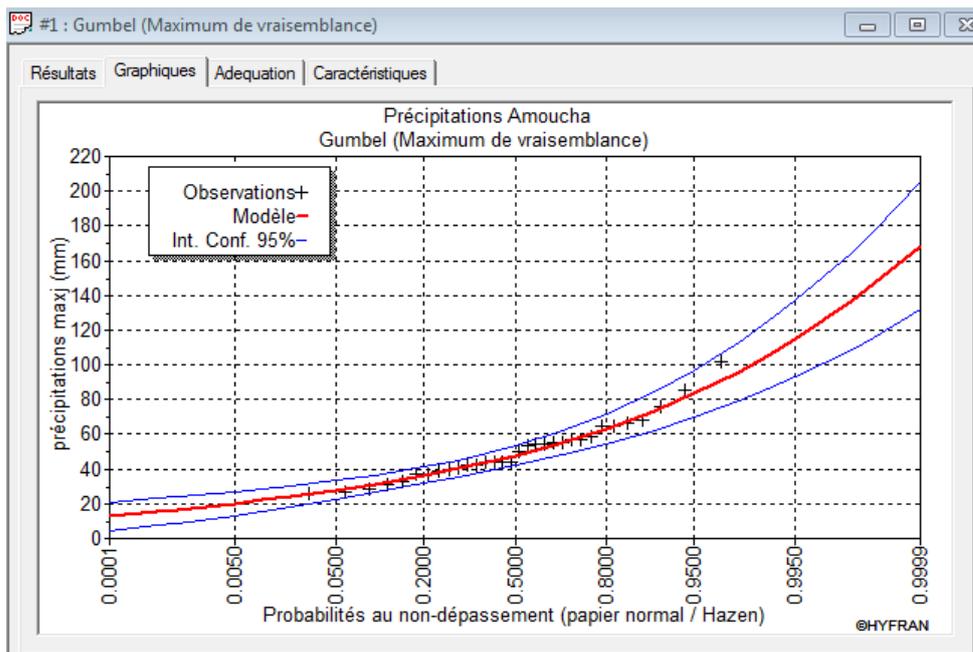


Figure III.1 : Graphe d’ajustement de la série à la loi de Gumbel à l’aide du logiciel Hyfran.

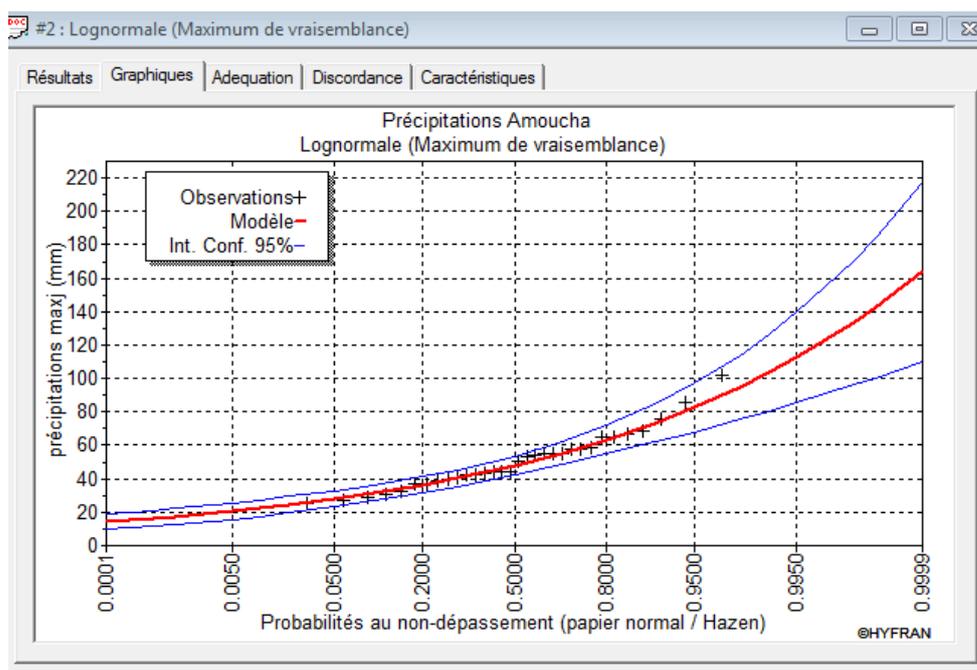


Figure III.2 : Graphe d’ajustement de la série à la loi de Galton à l’aide du logiciel Hyfran.

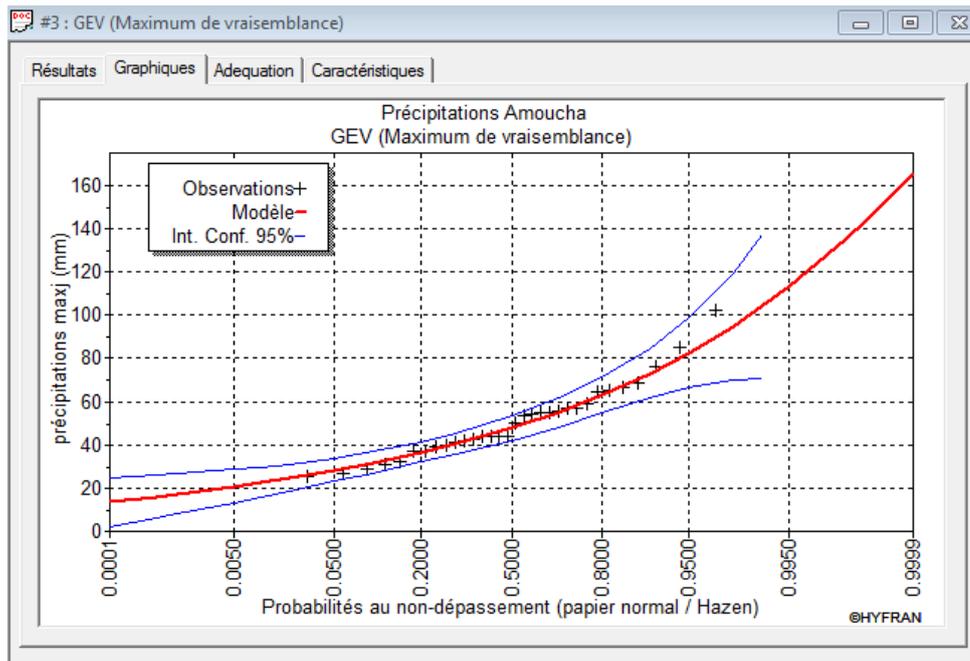


Figure III.3 : Graphe d’ajustement de la série à la loi de GEV à l’aide du logiciel Hyfran.

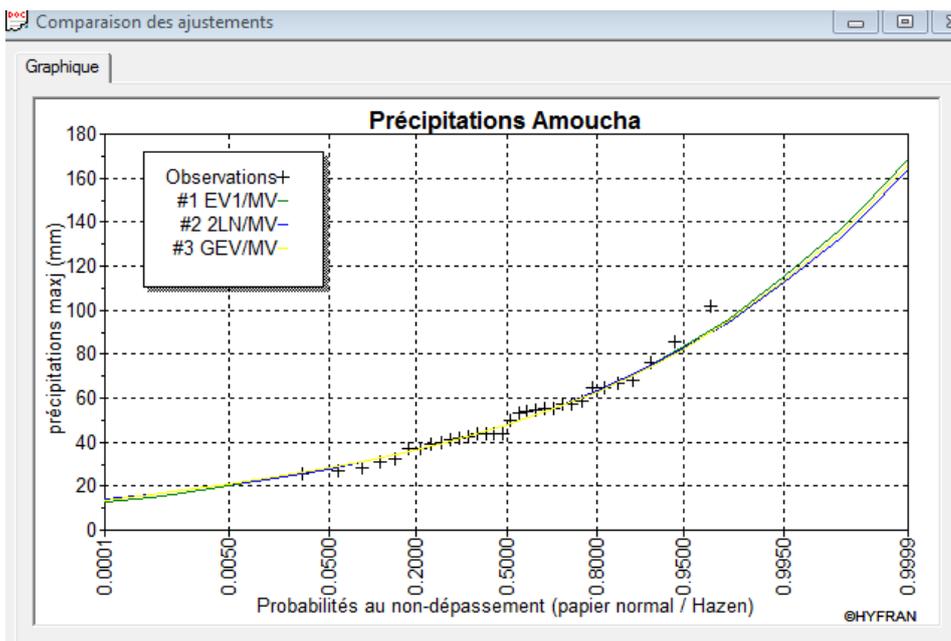


Figure III.4 : Comparaison entre les trois graphes d’ajustement de la série à l’aide du logiciel Hyfran.

**b) Test d'adéquation de Khi-deux :**

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement car il juge la compatibilité d'une loi statistique sur un échantillon donné de taille N, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de  $\chi^2$ .

- On détermine le  $\chi^2$  calculé et le nombre de degré de liberté  $\gamma$  (à l'aide du logiciel (HYFRAN)).
- On détermine le  $\chi^2$  théorique sur la table de Khi2 (voir l'annexe I)

$$\gamma = k - 1 - m \dots \dots \dots (III-14)$$

Avec :

k : Nombre de classe

m : Nombre de paramètre de la loi de GAUSS

**CONDITIONS :**

- La loi est adéquate pour une erreur  $\alpha = 0.05$
- On pose l'hypothèse nulle  $H_0$  : Est que la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe ou droite expérimentale F.

Pour que  $P = F$  soit vérifier il faut que : «  $\chi^2$  calculé <  $\chi^2$  théorique »

**Tableau III.6:** Les paramètres de test Khi2.

Loi d'ajustement	Nombre de class	Degré de liberté y	P	$\chi^2$ calculé	$\chi^2$ théorique	Observation	H0
GUMBEL	8	5	0.1562	8.00	11.07	$\chi^2$ calculé < $\chi^2$ théorique	Condition vérifiée
GALTON	8	5	0.1562	8.00	11.07	$\chi^2$ calculé < $\chi^2$ théorique	Condition vérifiée
GEV	8	4	0.0816	8.00	4.94	$\chi^2$ calculé < $\chi^2$ théorique	Condition vérifiée

**Interprétation :**

D'après le test khi-carré, on voit que dans notre travail les trois lois GUMBEL, GALTON et GEV sont adéquates, et que la série s'ajuste à la loi de Gumbel et s'ajuste aussi à la loi de Galton et la loi de GEV

**c) Sélection de la loi :**

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les trois lois est confirmée. Mais vu que La loi log normal donne un meilleur ajustement par rapport aux deux autres lois selon le teste graphique, elle a un critère d'information d'Akaike « AIC » et un critère d'information Bayésien « BIC » plus petit, en faveur du model avec le plus petit AIC et BIC, ces deux derniers sont calculés directement à partir du logiciel Hyfran.

Le tableau suivant présente la comparaison entre les trois lois GUMBEL, GALTON et GEV selon AIC et BIC à l'aide du logiciel Hyfran.

Tableau résumé : T= 100  
Taille de l'échantillon : 32

Modèle	Nb param.	XT	P(Mi)	P(Mi   x)	BIC	AIC
Lognormale (Maximum de vraisemblance)	2	103.521	33.33	47.54	273.569	270.637
Gumbel (Maximum de vraisemblance)	2	105.588	33.33	44.42	273.705	270.773
GEV (Maximum de vraisemblance)	3	104.203	33.33	8.04	277.123	272.725

P(Mi) : probabilité A priori P(Mi | x) : probabilité A posteriori (Méthode de Schwarz) BIC : critères d'information Bayésien AIC : critères d'information Akaike

Moyenne pondérée par la probabilité A posteriori des quantiles : 104.4942

OK Impression

**Figure III.5:** tableau de comparaison entre les trois lois GUMBEL, GALTON et GEV selon AIC et BIC à l'aide du logiciel Hyfran.

Donc pour une marge de sécurité plus au moins bonne, on considère que la série des pluies maximales journalières s'ajuste mieux à la loi de log normal.

#### III.5.2.4 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Dans ce volet, on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leur intensités en se basant sur les résultats de l'ajustement à la loi de log normal.

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{max,j,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(III-15)$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$  : pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{max,t,p\%}$  : pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH  $b = 0,35$ .

Pour calculer l'intensité moyenne des précipitations de courte durée à une fréquence de dépassement donnée, la formule de Montanari est utilisée.

La formule de Montanari est la suivante :

Pour le calcul de l'intensité moyenne «  $I_{t,p\%}$  » de précipitation «  $P_{t,p\%}$  (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « p% », nous utilisons la formule de Montanari :

$$I_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \dots\dots\dots(III-16)$$

Avec :

- $I_{t,p\%}$  : l'intensité moyenne de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (mm/h).
- $P_{t,p\%}$  : pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).
- t : durée de l'averse (h).

Dans les projets d'assainissement, pour l'estimation des débits pluviaux on s'intéresse à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée  $t = 15$  min ou 0,25 heure, et

une période de retour  $T = 10$  ans. Cette approche est adoptée pour des raisons technico-économiques et de sécurité.

D'après la loi de log normal on déterminera la valeur de l'intensité pluviale ( $I$ ) qui est tout simplement un débit spécifique.

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{73,4}{24} * \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,35-1} * \frac{10000}{3600} = 165,06 \text{ l/s/ha.}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de la pluie et l'intensité de courte durée :

**Tableau III.7:** Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.

T	5		10		20		50		100	
Xt	63.5		73.4		82.7		94.6		104	
t(h)	Pt (mm)	It(mm/h)								
0.25	51.40	142.80	59.42	165.06	66.95	185.98	76.58	212.74	84.19	233.88

### Conclusion :

En conclusion ; ce chapitre nous 'a permis de déterminer la valeur de l'intensité pluviale égale à 165.06 l/s/h qui est le débit spécifique pour une durée de quinze minutes et une période de retour de 10 ans, dont on aura besoin pour l'estimation des débits.

# **CHAPITRE IV :**

## **Calcul de base**

## Chapitre – IV-

### Calcul de base

#### **Introduction :**

Dans l'étude d'un projet d'assainissement, il est nécessaire de définir tous les paramètres et la méthodologie à suivre pour effectuer cette étude. Parmi les phases préliminaires d'un dimensionnement d'un réseau d'assainissement on trouve le calcul de base pour un horizon de calcul donné, on procède à une estimation du nombre d'habitants. On prend en considération la surface d'influence et sa pente, ainsi que les systèmes d'évacuation, leurs schémas et les coefficients caractérisant cette surface, pour avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorables afin que le réseau soit dimensionné de manière à assurer l'évacuation des effluents dans de bonnes conditions.

#### **IV.1 Situation démographique :**

Il est nécessairement utile de connaître la situation démographique de notre agglomération pour connaître l'évolution de la population afin de fixer les données de base hydraulique pour le dimensionnement du système d'évacuation qui sera projeté. L'évolution du nombre d'habitants nécessite un taux d'accroissement pour l'estimation du nombre d'habitants futur. Pour l'évaluation de la population future, et suivant le taux d'accroissement enregistré pendant la dernière décennie, différentes méthodes peuvent être utilisées pour établir la prévision d'évolution d'une population, parmi lesquelles :

- La méthode graphique, qui consiste à tracer une extrapolation de la courbe de croissance de la population, en tenant compte des événements qui ont pu affecter sa variation au cours du temps ;
- La méthode comparative, qui procède par comparaison avec d'autres villes ayant suivi des évolutions similaires, en vérifiant que leurs caractéristiques socio-économiques sont bien comparables ;
- L'hypothèse de croissance géométrique, c'est à dire d'un taux de croissance proportionnel à la population, la croissance géométrique peut également être exprimée à l'aide de l'équation des intérêts composés:

$$P_t = P_0 (1 + T)^n$$

T : Le taux d'accroissement de la population considérée

P<sub>0</sub> : population de référence

P<sub>t</sub> : population à l'horizon futur.

n : C'est la différence en années entre l'année de référence et l'année de l'horizon de calcul.

Le taux d'accroissement de la population du chef-lieu (A.C.L) entre l'année 1998 et 2008 a été estimé à **3,02 %**, ce taux est élevé par rapport à la moyenne nationale (1,72% entre 1998 et 2008) dénote sur l'attractivité de cette ville.

L'édition finale du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (P.D.A.U), bien qu'elle ait été établie en 2011, n'a pas pris en considération les données du R.G.P.H de 2008, mais il est indiqué qu'au niveau du chef-lieu le taux d'accroissement sera de **1,76%** à moyen terme et de **1,06%** à long terme.

Remarque : l'horizon de calcul est fixé à 2053 pour le dimensionnement de notre futur système d'assainissement

Les résultats des estimations de la population sont reportés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.1** : estimation de l'évolution futur de la population

Horizon	2018	2054
Le taux d'accroissement(%)	3,02	1,06
Population	17913	30061

## IV.2 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites à écoulement à surface libre, de canaux et fossés. Habituellement, on considère trois catégories de systèmes d'évacuation soit :

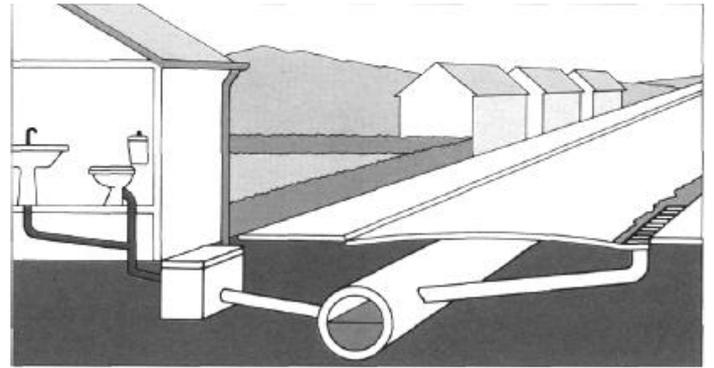
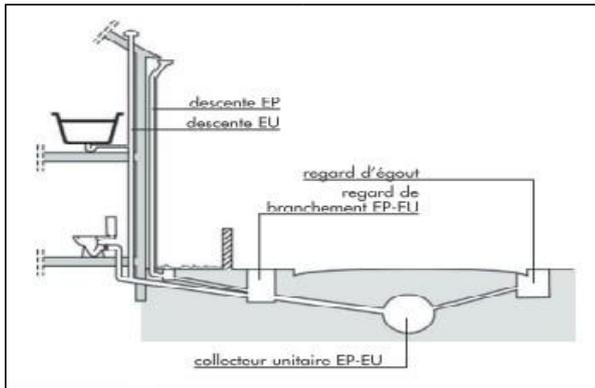
Le système séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial.

Le système combiné ou unitaire.

Le système pseudo-séparatif.

### IV.2.1 Système unitaire :

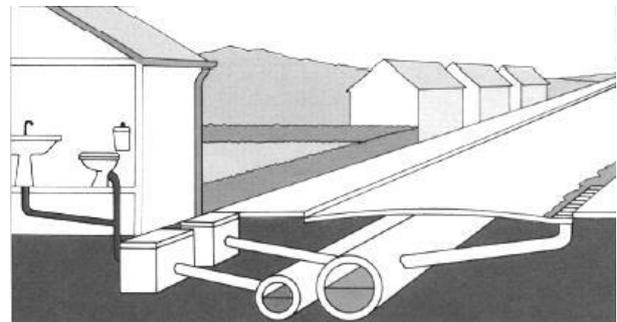
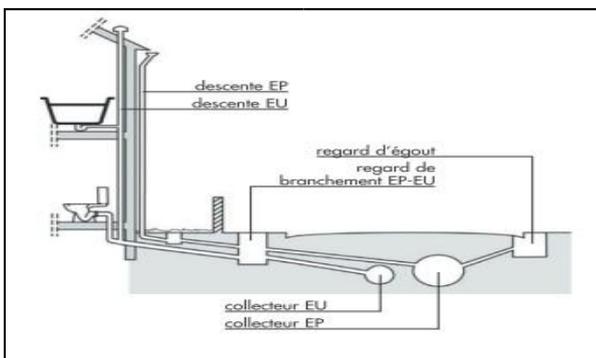
Dans lesquels un seul collecteur assure le transport des eaux usées et des eaux pluviales. En principe, toutes les eaux arrivent à la station d'épuration qui reçoit alors un effluent de quantité et de qualité très variables. Pour éviter cela, des ouvrages de déviation sont répartis sur le réseau pour permettre à la station de ne pas recevoir un débit supérieur à sa capacité. Ce système présente plusieurs avantages et inconvénients qui sont résumés dans le tableau IV.2.



**Figure IV.1:** Schéma d'un système unitaire

### IV.2.2 Système séparatif :

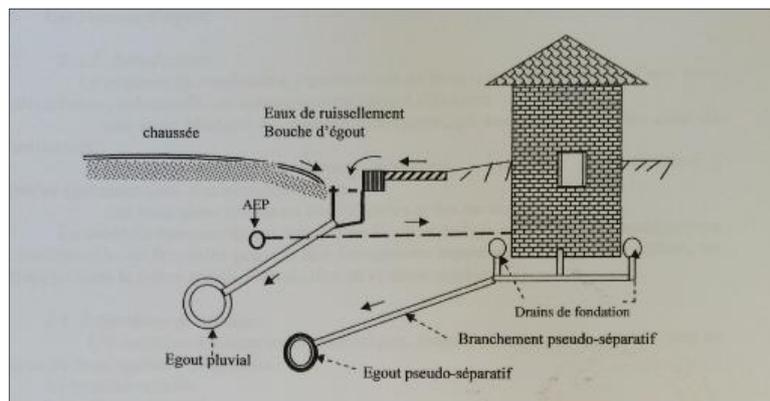
Il est constitué des deux systèmes de collecte spécialisés; un pour les eaux usées, l'autre pour les eaux pluviales. Ce système assure un meilleur fonctionnement des stations d'épurations en garantissant des faibles variations de débit des eaux à traiter. Elle permet par ailleurs avant rejet dans la nature, Ce système présente plusieurs avantages et inconvénients sont résumés dans tableau IV.2.



**Figure IV.2:** Schéma d'un système séparatif

### IV.2.3 Système pseudo- séparatif :

Le système pseudo séparatif est un système hybride pour lequel certaines eaux pluviales peuvent être déversées dans le réseau des eaux usées. Ce système se compose d'une seule conduite destinée à recueillir l'ensemble des eaux usées. L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers tels que caniveaux, aqueducs et fossés avec évacuation directe dans la nature, l'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ces ceux des eaux usées domestiques, on recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble. Ce système présente plusieurs avantages et inconvénients qui sont résumés dans le tableau IV.2.



**Figure IV.3:** Schéma d'un système pseudo-séparatif

Source : cours d'assainissement ENSH

**Tableau IV.2:** Avantages et inconvénients des différents systèmes

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<b>Unitaire</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Milieu récepteur éloigné des points de collecte.</li> <li>-Topographie à faible relief.</li> <li>-Imperméabilisation importante et topographie accentuée.</li> <li>-Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble.</li> <li>-Encombrement réduit du sous-sol.</li> <li>- à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales.</li> <li>-Pas de risque d'inversion de branchement.</li> <li>- Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange "eaux usées".</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Débit à la station d'épuration très variable.</li> <li>-La dilution des eaux usées variables.</li> <li>-Apport de sable important à la station d'épuration.</li> <li>-Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Entretien régulier des déversoirs d'orage et de bassins de stockage.</li> <li>-Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.</li> </ul>
<b>Séparatif</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Petites et moyennes agglomérations. - extension des villes.</li> <li>-Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées.</li> <li>-exploitation plus facile de la station d'épuration.</li> <li>- meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-encombrement important du sous-sol.</li> <li>-coût d'investissement élevé.</li> <li>- risque important d'erreur de branchement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Surveillance accrue des branchements.</li> <li>-entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales).</li> <li>-Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs)</li> </ul>
<b>pseudo-séparatif</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Petits et moyennes agglomération.</li> <li>-Présence d'un milieu récepteur proche</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Problème de faux branchements éliminé.</li> <li>-Dimensionnement des collecteurs pluviaux en schéma perpendiculaire.</li> <li>-Le plus gros des eaux pluviales étant acheminé en d'heure de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Fonctionnement de la station d'épuration perturbé.</li> <li>-Charge polluante variable en qualité et en quantité.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage.</li> <li>-Surveillance accrue des branchements.</li> </ul>

**IV.3 Choix du système d'évacuation :**

- Il est en fonction du cout de projet « coté économique ».
- L'encombrement du sous-sol et la largeur des routes.
- La nature du milieu récepteur joue un rôle important.
- L'intensité pluviale de la région .il vaut mieux favoriser un système séparatif.
- La dilution des eaux usées de la station d'épuration pour avoir une meilleure qualité d'eaux épurées→système unitaire.
- Le relief et la topographie du terrain.

**Constataion :**

Selon la structure de la dite agglomération, l'étroitesse des des chaussées et l'emplacement du VRD futur, le système à projeter est de type unitaire vu son économie.

**IV.4 Schémas d'évacuation :**

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel, pour assurer cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivantes :

**IV.4.1 Schéma perpendiculaire :**

Ce type de schéma ou l'écoulement se fait directement dans le cours d'eau, ce type de schéma ne permet pas l'évacuation des eaux vers un point unique d'épuration rendant celle-ci difficile. Il est donc utilisable seulement pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs ; par contre il permet un tracé très économique avec des sections réduites.

Suivant la disposition des collecteurs on distingue :

- Le schéma perpendiculaire étagé.
- Le schéma perpendiculaire simple.

**IV.4.2 Schéma par déplacement latéral :**

Ce type de schéma est préconisé lorsqu'une épuration est nécessaire, les eaux usées sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Il nécessite l'installation d'une station de relevage pour régler les problèmes de défaut de pente.

**IV.4.3 Schéma de collecteur par zones étagées :**

Ce type de schéma est 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 amont de l'agglomération pour ne pas trop charger le réseau.

#### **IV.4.4 Schéma radial :**

Ce type de schéma est préconisé en terrain plat ou si le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de L'agglomération, nous pouvons relever l'effluent ou le refouler dans des émissaires importants de transport à distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates. Ils permettent d'affecter artificiellement la pente suffisante aux canalisations pour le transit vers le point de rejet, STEP ou cours d'eau récepteur, vu les problèmes enregistrés, ce schéma est à exclure

#### **IV.4.5 Schéma à collecte transversale oblique :**

Comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

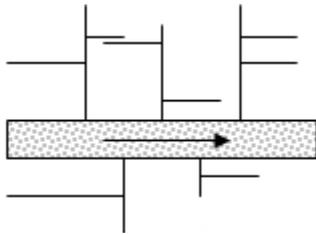
#### **IV.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation :**

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

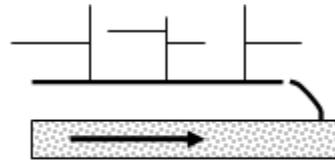
- Les conditions techniques et locales du lieu :
  - Système existant.
  - La topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques :
  - Le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- Les conditions d'environnement :
  - Nature de rejet et le milieu récepteur.
  - L'implantation des canalisations dans le domaine public.

#### **-Présentation des différents schémas rencontrés en pratique :**

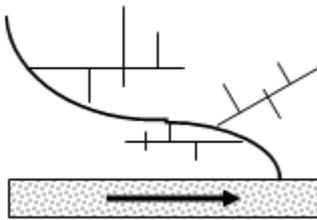
L'analyse bibliographique montre qu'il existe différents schémas qui sont tracés en fonction de la topographie et l'existence ou non du milieu récepteur. Dans cette partie, nous allons présenter quelques schémas suivants :



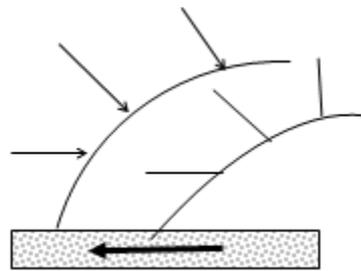
A- Schéma perpendiculaire.



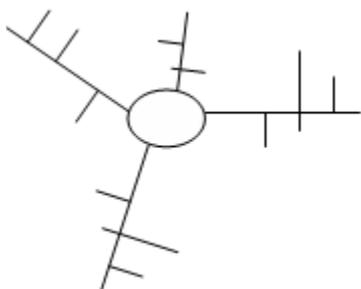
B- Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral



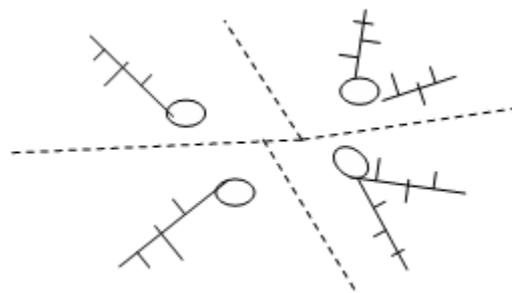
C-Schéma à collecteur transversal ou oblique.



D-Schéma par zone étagée ou par interception



E-Schéma radial unique.



F- Schéma radial par zone.

**Figure IV.4:** Schémas des types de réseaux

**Constations :**

L'analyse du plan de masse, la topographie de notre agglomération et la fourchette des pentes, nous avons conduit à opter pour un schéma oblique.

**IV.6 Choix du découpage des surfaces élémentaires :**

Le découpage en surfaces élémentaires est fait en tenant compte des paramètres suivants :

- Le plan de masse
- Les limites naturelles (oued talweg)
- Les pentes et les contres pente
- La nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proche que possible
- Selon la géologie
- La répartition des habitants.
- Les routes et voiries existantes.

**Remarque :**

En ce qui concerne notre agglomération, le découpage des surfaces élémentaires a été effectué par rapport aux conditions citées ci-dessus. Après le découpage de ces derniers, leurs surfaces sont évaluées en utilisant le logiciel AUTOCAD et Covadis.

**IV.7 Principe du tracé du réseau :**

Le tracé des différents collecteurs se fait en fonction des paramètres suivants :

- L'emplacement des cours d'eau et talweg.
- Les conditions et les points de de rejet « oued, STEP, exutoire »
- La topographie du site.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- La répartition des habitants.
- La profondeur des canalisations doit répondre à certains critères comme :
- La résistance de la canalisation aux différents efforts et au gel.
- La profondeur des caves avoisinante.

Dans notre cas, le tracé du réseau est tributaire de la pente et de l'existence des voiries

### IV.8 Evaluation du coefficient de ruissellement :

L'action de la précipitation commence par le mouillage en surface correspondant à environ 0.5 mm de pluie qui ne traduit pas d'écoulement. Dès que la pluie tombée dépasse le seuil de mouillage généralement 1 à 2 mm le ruissellement commence.

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur la surface considérée. Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des surfaces élémentaires il faut que ces dernières soient aussi homogènes que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré de la surface ne soit pas trop erroné.

Sa valeur dépend de plusieurs facteurs tel que :

- La nature de sol
- La pente
- La nature de surface à drainer
- L'humidité de la surface du sol
- La densité de population
- L'humidité de l'air
- Le mode d'occupation du sol
- La durée de pluie.

#### IV.8.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation :

**Tableau IV.3** : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

(Source : Water Environnement Fédération, 1970)

#### IV. 8.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

**Tableau IV.4 :** Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (hab / ha)	Coefficient de ruissellement (Cr)
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

(Source : Water Environnement Fédération, 1970)

**IV.8.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :****Tableau IV.5 :** Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnée	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

(Source : Guerre et Gomella, 1986)

**IV.8.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :****Tableau IV.6 :** Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

Surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

Source : Guerree et Gomella, 1986)

**Remarque :**

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction la nature des surfaces drainées.

#### IV.9 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

A partir des coefficients élémentaires et par une surface <<A>> dont on découpe en n zones (A1, A1 .... An) auxquelles on affecte les coefficients élémentaires (C1, C2, .... Cn). Ai et Ci désignent respectivement les aires et les coefficients de ruissellement pondéré des zones qui leur correspondent (SALAH Boualem ,2014).

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{C_{ri}.A_i}{A} \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

Ai : Surface élémentaire en ha

A : Surface totale

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré.

Cri : Coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire

Les résultats de calcul du coefficient de ruissellement pondéré des sous bassins sont reportés dans le tableau IV.7.

**Tableau IV.7 :** Calcul du coefficient de ruissellement pondéré de sous bassins.

SB	Aire (ha)	A <sub>1</sub>	C <sub>rTn</sub>	A <sub>2</sub>	C <sub>rZg</sub>	coefficient de ruissellement pondéré (Crp)
1	4,4	2,14	0,6	2,26	0,8	0,70
2	7,2	1,93	0,6	5,27	0,8	0,75
3	10,02	2,91	0,6	6,93	0,8	0,73
4	7,92	1,79	0,6	6,13	0,8	0,75
5	7,75	1,94	0,6	5,81	0,8	0,75

6	8,18	1,34	0,6	5,67	0,8	0,65
7	15,03	3,2	0,6	11,83	0,8	0,76
8	12,93	3,69	0,6	8,8	0,8	0,72
9	8,08	2,02	0,6	6,06	0,8	0,75
Tot	81,51					0,73

A1 : surface élémentaire de terrain naturel (peut être godronnée ou urbanisée au futur).

$C_{rTn}$  : coefficient de ruissellement pour le terrain naturel.

A2 : surface élémentaire des zones godronnées (équipement, habitation Individuelle et habitation collective).

$C_{rZg}$  : coefficient de ruissellement pour les zones godronnées.

#### IV.10 Calcul de la population de chaque surface élémentaire :

On suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer le nombre d'habitants :

- On estime le coefficient de ruissellement.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total
- On calcule la densité partielle de chaque surface élémentaire
- On déduit le nombre d'habitants de chaque surface élémentaire

##### IV.10.1 Calcul de la densité partielle :

La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation :

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P}{C_{rp} \cdot A} \dots \dots \dots (IV-2)$$

Avec :

$D_i$  : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).

$C_{rp}$  : Coefficient de ruissellement pondéré total.

$C_{ri}$  : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

$P$  : Population globale à l'horizon de calcul.

$A$  : Surface totale de la zone urbanisée en (ha).

Le nombre d'habitant de chaque sou bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots\dots\dots (IV-3)$$

Avec :

$P_i$  : Population partielle du sou bassin considéré.

$A_i$  : Surface partielle du sou bassin considéré (ha).

Remarque :

Les résultats de calcul du nombre d'habitants des sous bassins sont reportés dans le tableau IV.8.

**Tableau IV.8** : Calcul du nombre d'habitants des sous bassins.

SB	Aire (ha)	coefficient de ruissellement pondéré (Crpi)	$A_i \cdot Crpi$	DensitéPartielle $D_i$ (hab/ha)	Nombre d'habitants
1	4,4	0,7	3,08	354,53	1560
2	7,2	0,75	5,4	376,56	2711
3	10,02	0,73	7,3146	367,05	3678
4	7,92	0,75	5,94	380,80	3016
5	7,75	0,75	5,8125	378,35	2932
6	8,18	0,65	5,317	329,35	2694
7	15,03	0,76	11,4228	382,12	5743
8	12,93	0,72	9,3096	361,08	4669
9	8,08	0,75	6,06	378,38	3057
Tot	81,51				30061

**Conclusion :**

Pour notre agglomération nous avons fixé les choix suivants :

- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma latéral oblique
- Nous avons fixé l'horizon de calcul à 2054, soit une population future de 30061 habitants.
- Le découpage de la zone urbaine en surfaces élémentaires nous conduit à distinguer 9 surfaces élémentaires où le calcul des coefficients de ruissellement et densité partiels ont été effectués soigneusement pour avoir une bonne estimation des débits à évacuer qui seront calculés dans le chapitre suivant.

**CHAPITRE V :**  
**Evaluation des débits à**  
**évacuer**

## Chapitre -V-

### Evaluation des débits à évacuer

#### Introduction :

A travers ce chapitre, nous allons estimer les débits qui nous serviront de base pour le dimensionnement de tous les ouvrages composant le système d'évacuation appelé à évacuer les effluents de l'agglomération dans de bonne condition.

#### V.1 Estimation des débits d'eaux usées :

##### V.1.1 Généralités :

Le but principal de l'estimation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations), car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, ...). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

##### V.1.2 Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées. On distingue:

- a) - Les eaux usées d'origine domestique
- b) - Les eaux usées des services publics
- c) - les eaux usées d'équipements
- d) - les eaux usées d'origine industrielle

##### A /Les eaux usées d'origine domestique :

Elles représentent le rejet de l'usage domestique de l'eau. Elles se divisent en eaux ménagères chargées de détergents, solvants et graisses organiques (cuisine, salle de bain) et en eaux vannes (rejets WC) chargées en matières organiques azotées et de germes fécaux.

#### Quantité à évacuer :

Elle dépend des normes de consommation en eau potable et qui dépend de :  
1/L'évaluation de la consommation actuelle : Ou les facteurs suivant interviennent

- Dotation en eau potable
- Types d'habitat et leur degré de confort

- Conditions climatique

2 /Prise en compte des eaux publics et industrielles

### **B / Eaux des services publics:**

Ce sont les eaux de lavage de rues/marchés, des espaces publics recueillis généralement par les ouvrages de collecte des eaux pluviales sauf dans un système d'évacuation unitaire. Ils sont collectés avec les eaux usées dans un même collecteur.

### **C / Eaux usées industrielles :**

Les eaux industrielles ont des caractéristiques variantes selon le type d'industrie. Elles peuvent contenir en plus des matières organiques azotées ou phosphorées, des produits toxiques, des solvants, métaux lourds et même des micropolluants organiques.

La quantité des eaux évacuées par industries dépend de plusieurs facteurs

- Nature de l'industrie : fabrication ou transformation.
- Taux de recyclage effectivement réalisé.
- Procédée fabrication utilisé.

Ces eaux doivent répondre à certaines conditions :

- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives ou toxiques.
- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°.

### **D / Eaux usées des équipements :**

L'estimation se fait sur la dotation requise pour chaque activité sur la base de nombre de personnes qui fréquentent le lieu.

### **E / Les eaux parasites :**

Les eaux parasites sont des eaux qui s'infiltrent dans le réseau d'assainissement.

Elles doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées. Il est préconisé de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 I/s/ha.

Nous noterons aussi qu'une densité moyenne de 100 habitants par hectare, la ration s'établit entre 16 et 47 m<sup>3</sup>/an/hab (SALAH Boualem ,2014).

### **Remarque :**

Notre projet ne contient pas d'industries. Les eaux usées collectées seront de provenance domestique et publique.

### V.1.3 Consommation en eau potable :

En vue de l'information obtenue du DRE Sétif, et suite à l'absence de données nous avons choisi une dotation en eau potable de 200l/j/ha.

### V.1.4 Estimation des débits d'eaux usées :

#### V.1.4.1 Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Nous considérons que 80% de l'eau consommée est rejetée comme eaux usées domestiques dans le réseau d'évacuation

#### V.1.4.2 Evaluation du débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \text{ l/s} \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

$Q_{moy}$  : Débit d'eau usée rejetée quotidiennement (l/s).

$K_r$  : Coefficient de rejet, on estime que 80% du débit moyen journalier de l'eau potable consommée est rejetée.

$D$  : Dotation journalière en eau potable, estimée à 200 l / j / hab.

$N$  : Nombre d'habitants total

- Dans l'hypothèse d'un taux de raccordement de 100%

#### V.1.4.3 Evaluation du débit de pointe :

Le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée d'où on détermine le débit de pointe donne par la formule qui suit

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

$K_p$  : coefficient de pointe ;

Pour estimer le coefficient de pointe nous avons plusieurs méthodes, parmi lesquelles nous avons :

1/ La Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.

- $K_p=3$  en tête du réseau.
- $K_p=2$  à proximité de l'exutoire.

2/Le coefficient de pointe est estimé de façon moyen.

- $K_p= 24/14$ .

➤  $K_p=24/10$ .

3/Calcul à partir du débit moyen journalier

$$\text{➤ } K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moyj}}}} \text{ Si } Q_{\text{moyj}} > 2.8 \text{ l/s.} \dots\dots\dots (V-3)$$

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

**Remarque :**

Pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe  $K_p$  est estimée à partir du débit moyen, selon la relation (V-3).

Les débits des eaux usées des équipements et les débits des eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau V.1 et le tableau V.2.

**Tableau V.1 :** Détermination des débits des eaux usées des équipements.

N° SB	Equipement	Nombre	Unité de mesure	Nbr d'unité	Dotation (l/j/unit)	Q moy (l/s)
2	Lycée	1	Élève	600	15	0,083
	École primaire	1	Élève	500	15	0,069
3	École primaire	1	Élève	500	15	0,069
	CEM	2	Élève	1500	15	0,208
	Mosquée	1	Fidèle	1000	5	0,046
	Stade	1	Vestiaire	10	30	0,003
6	Gendarmerie	1	Fonctionnaire	25	15	0,003
	BNA	1	Fonctionnaire	20	15	0,003
7	Subdivision de l'Hydraulique	1	Fonctionnaire	20	15	0,003
	Mosquée	1	Fidèle	1000	5	0,046
	Daïra	1	Fonctionnaire	25	15	0,003
	recettes des Impôts	1	Fonctionnaire	25	15	0,003
	hôpital	1	Lit	50	200	0,093
	ADE	1	Fonctionnaire	30	15	0,004
	Marché	1	m2	700	5	0,032

8	Centre de culture	1	personne	50	15	0,007
	APC	1	Fonctionnaire	25	15	0,003
	Bibliothèque	1	personne	100	15	0,014
	Stade	1	Vestiaire	10	30	0,003
9	Bureau De Poste	1	Fonctionnaire	20	15	0,003
	École primaire	1	Élève	500	15	0,069
	Mosquée	1	Fidèle	1000	5	0,046

### Signification des colonnes :

Q moy : débit d'eau usée moyen (l/s).

**Tableau V.2 :** Détermination des débits d'eaux usées de pointe pour chaque sous bassin.

N° SB	Aire (ha)	Nombre d'habitants	Qdom (l/s)	Q moy (l/s)	kp	Q <sub>pte</sub> (l/s)	Q <sub>inf</sub> (l/s)	Q <sub>usé</sub> (l/s)	Q <sub>usé</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	4,4	1560	2,889	2,889	2,971	8,583	0,660	9,243	0,009
2	7,2	2711	5,020	5,173	2,599	13,446	1,080	14,526	0,015
3	10,02	3678	6,811	7,138	2,436	17,386	1,503	18,889	0,019
4	7,92	3016	5,585	5,585	2,558	14,286	1,188	15,474	0,015
5	7,75	2932	5,430	5,430	2,573	13,970	1,163	15,132	0,015
6	6,56	2276	4,215	4,225	2,716	11,475	0,984	12,459	0,012
7	16,65	6161	11,409	11,594	2,234	25,904	2,498	28,402	0,028
8	12,93	4669	8,646	8,673	2,349	20,373	1,940	22,312	0,022
9	8,08	3057	5,661	5,780	2,540	14,680	1,212	15,892	0,016

### Signification des colonnes :

A : Surface du sous bassin (ha)

Kp : Coefficient de pointe

Qdom : Débit d'eau usée domestique (l/s) ;

Q moy : débit d'eau usée moyen (l/s) ;

Q<sub>pte</sub>: Débit d'eau usée de pointe (l/s) ;

Q<sub>inf</sub> : Débit d'infiltration(l/s);

### V.2 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les inondations.

Différentes méthodes sont utilisées pour l'évaluation du débit pluvial. Dans notre travail nous considérons les deux formules les plus utilisées :

- La méthode rationnelle
- La méthode superficielle

### V.2.1 Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones.

Le résultat est encore meilleur pour des aires plus faibles vu la meilleure estimation du coefficient du ruissellement dans ces cas-là, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

La méthode est définie sous la forme

$$Q = \alpha \cdot i \cdot C_r \cdot A \dots\dots\dots (V-4)$$

Avec :

$Q$  : Débit maximum de ruissellement.

$A$  : Superficie de l'aire à drainer (ha).

$C_r$  : Coefficient de ruissellement.

$i$  : Intensité de précipitation (l/s/ha) .

$\alpha$  : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

#### V.2.1.1 Hypothèses de La méthode rationnelle :

- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre
- L'intensité de l'averse est invariable dans le temps et dans l'espace sur l'ensemble de la superficie à drainer.
- Les surfaces élémentaires de forme remarquable ayant de préférence la même nature de surface.
- Le débit de pointe est observé à l'exutoire si la durée de chute est supérieure au temps de concentration de la superficie.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale (SALAH Boualem ,2014).

### V.2.1.2 Validité de la méthode rationnelle :

L'utilisation de cette méthode repose sur la bonne estimation du coefficient réducteur "alpha". Donc le choix de surface limitées inférieures à 10 ha nous donne de bonnes estimations vu le fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Ainsi cette méthode est beaucoup plus fiable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes (SALAH Boualem ,2014).

### V.2.1.3 Temps de concentration :

C'est une caractéristique d'un bassin, définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné en durée de l'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de l'aire considérée.

Le temps de concentration  $t_C$  est donné par :

$$t_C = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots\dots (V-5)$$

Où :

- $t_1$  : le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations

$$t_1 = L / 60 V \dots\dots\dots (V-6)$$

Avec :

L: parcours amont en égout (m)

V : vitesse d'écoulement qui en (m/s)

- $t_2$  : le temps mis par l'eau ruisselant des toits, aires, pour atteindre la bouche d'égout la plus proche, en général on prend  $t_2 = (2\text{à}20 \text{ min})$
- $t_3$  : le temps mis par l'eau pour ruisseler dans les parcours superficiels.

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots\dots\dots (V-7)$$

Avec :

L : longueur d'écoulement

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

Trois cas peuvent être envisagés :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation:  $t_c = t_3$ .
- Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation:  $t_c = t_1 + t_3$ .

•Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation:  $t_c = t_1 + t_2$ .

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :(Formule de Kirpich)

$$t_c = 3,98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0,77} \dots\dots\dots (V-8)$$

Où :

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

I : Pente moyenne (m/m) (Régis BOURRIER ,1981).

Remarque : dans notre cas  $t_c = t_1 + t_2$ .

**V.2.1.4 Coefficient réducteur  $\alpha$  :**

Coefficient minorateur déterminé d'après la répartition de la pluie et sa distribution dans l'espace. Nous supposons, vu le découpage en surfaces élémentaires très faibles que la répartition de la pluie dans chaque surface élémentaire est régulière et constante durant la chute de pluie (SALAH Boualem ,2014).

**V.2.2 Méthode superficielle :**

Dite aussi méthode de CAQUOT. Elle se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} I^{\frac{v}{u}} C_r^{\frac{1}{u}} A^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots (V-9)$$

Où :

Q (f) : Débit pluvial (m3/s) de fréquence de non-dépassement f ; f=90%

C<sub>r</sub> : Coefficient de ruissellement.

A : Surface (ha) du sous bassin.

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

I : Pente moyenne (m/m) du collecteur du sous bassin.

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

$$K = \frac{a(f) \cdot (0,5)^{b(f)}}{6,6} \dots\dots\dots (V-10)$$

$$v = -0,41 b(f) \dots\dots\dots (V-11)$$

$$u = 1 + 0,287 b(f) \dots\dots\dots (V-12)$$

$$w = 0,95 + 0,507 b(f) \dots\dots\dots (V-13)$$

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

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots\dots\dots(V-14)$$

Où :

$i(t, f)$  : Intensité de pluie de durée  $t$  et de fréquence de non dépassement  $f$ .

$t = 15$  min et  $f = 90$  %

La pente moyenne du collecteur du sous bassin est donnée par la relation :

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \dots\dots\dots(V-15)$$

$C_{am}$  : cote amont du collecteur (m)

$C_{av}$  : cote aval du collecteur (m)

$L$  : longueur du collecteur (m)

On divise le parcours «  $L$  » du collecteur en tronçons et on détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément.

Pour des tronçons placés en série, la pente équivalente est donnée en utilisant la formule suivante :

$$I_{eq} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2 \dots\dots\dots(V-16)$$

$L_i$  : distance partielle du tronçon  $i$  en mètre ;

$I_i$  : pente du tronçon  $i$  m/m ;

$N$  : nombre de tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule suivante :

$$I_{eq} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N I_i \cdot Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right] \dots\dots\dots(V-17)$$

$I_i$  : pente du tronçon  $i$  ;

$Q_i$  : débit du tronçon  $i$  ;

$N$  : nombre des tronçons.

**Remarque :**

La valeur du débit  $Q(f)$  doit tenir compte d'un coefficient  $m$  d'où :

$$Q(f) \text{ corrigé} = m \cdot Q(f) \text{ calculée} \dots\dots\dots(V-18)$$

Avec :

$m$  : coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0,84 \cdot b(f)}{1+0,287b(f)}} = \left(\frac{M}{2}\right)^b \dots\dots\dots (V-19)$$

Avec :

$M$  : coefficient d'allongement  $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où :  $L$  : longueur du plus long parcours hydraulique en (m)

$A$  : surface du bassin considéré en (m<sup>2</sup>)

**V.2.2.1 Formules D'équivalences :**

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau V.3 suivant fourni les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître.

**Tableau V.3 :** Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versant en série ou en parallèle.

Paramètres équivalents	Séq	Céq	Iéq	Méq
Bassins en série	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i S_i}{\sum S_i}$	$\left[ \frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i S_i}{\sum S_i}$	$\frac{\sum L_i Q_i}{\sum Q_i}$	$\frac{L(tc_{max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

**V.2.2.2 Validité de la méthode superficielle :**

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- Le coefficient de ruissellement ( $0.2 < Cr < 1$ )
- Le coefficient d'allongement ( $0.8 < M < 2$ )

- Une superficie totale < 200 ha
- La pente doit être comprise entre  $(0.2 < I < 5) \%$

### V.2.3 Choix de la méthode de calcul :

Selon les limites de chacune de ces méthodes, nous choisissons la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car elle est mieux adoptée aux caractéristiques de notre zone d'étude du point de vue surface, pente, et coefficient de ruissellement.

### V.3 Calcul des débits pluviaux :

#### V.3.1 Evaluation le coefficient réducteur $\alpha$ :

Supposant un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur « X » de largeur moyenne « Y » drainé par un collecteur, à partir de tableau V.4 on détermine le valeur de  $\alpha$

Pour  $x=1224,57\text{m}$      $Y=970$                        $\alpha=0,7$

**Tableau V.4 :** Les valeurs du coefficient réducteur  $\alpha$ .

<b>p-2 (m)</b>	<b>200</b>	<b>400</b>	<b>600</b>	<b>800</b>	<b>1000</b>	<b>1200</b>	<b>1400</b>
<b>Y &lt; x/2</b>	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
<b>Y &gt; x/2</b>	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75
<b>p-2 (m)</b>	<b>1600</b>	<b>1800</b>	<b>2000</b>	<b>2200</b>	<b>2400</b>	<b>2600</b>	<b>2800</b>
<b>Y &lt; x/2</b>	0,76	0,75	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68
<b>Y &gt; x/2</b>	0,72	0,70	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

Les résultats de calcul des débits pluviaux des débits totaux sont reportés dans les tableaux tableau V.5 et tableau V.6

**Tableau V.5 :** Calcul des débits pluviaux en chaque sous bassin :

SB	Aire (ha)	coefficient de ruissellement (Cri)	$\alpha$	I (l/s/ha)	Q pl (l/s)	Q pl (m <sup>3</sup> /s)
1	4,4	0,7	0,7	165,07	356	0,356
2	7,2	0,75	0,7	165,07	624	0,624
3	10,02	0,73	0,7	165,07	845	0,845
4	7,92	0,75	0,7	165,07	686	0,686
5	7,75	0,75	0,7	165,07	672	0,672
6	8,18	0,69	0,7	165,07	652	0,652

7	15,03	0,73	0,7	165,07	1268	1,268
8	12,93	0,72	0,7	165,07	1076	1,076
9	8,08	0,75	0,7	165,07	700	0,700

**Tableau V.6 :** Evaluation des débits totaux

SB	Débits d'eau pluviale (m <sup>3</sup> /s)	Débits d'eau usée (m <sup>3</sup> /s)	Débits totaux (m <sup>3</sup> /s)
1	0,356	0,009	0,365
2	0,624	0,015	0,638
3	0,845	0,019	0,864
4	0,686	0,015	0,702
5	0,672	0,015	0,687
6	0,652	0,012	0,665
7	1,268	0,028	1,296
8	1,076	0,022	1,098
9	0,700	0,016	0,716

**Conclusion :**

Le présent chapitre a eu pour résultat la quantification des débits à évacuer. Ils incluent tous les débits de toute nature confondue que rejette l'agglomération. Les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Aussi on signale que l'agglomération d'Amoucha ne comporte aucune unité industrielle, d'où les eaux usées d'origine industrielles n'ont pas été quantifiées.

**CHAPITRE VI :**  
**Calcul hydraulique du  
réseau d'assainissement**

## Chapitre-VI-

### Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

#### Introduction :

Dans ce chapitre nous effectuerons le calcul hydraulique des tronçons gravitaires de notre réseau d'assainissement. Ce calcul constitue l'étape de contrôle et de vérification des paramètres hydrauliques suivant des conditions rigoureuses

#### VI.1 Conception du réseau :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

- Les collecteurs sont définis par leur :
  - ✓ Emplacement (en plan).
  - ✓ Profondeur.
  - ✓ Diamètres.
  - ✓ Pente.
  - ✓ Leur joint et confection.
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.
  - ✓ Emplacement (en plan).
  - ✓ Profondeur.
  - ✓ Côtes.

#### VI.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

##### VI.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

- ❖ Une vitesse minimale de 0.6m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- ❖ Une vitesse de 0.3m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 315mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduisons à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (5 à 6) m / s à pleine section.

### VI.2.2 Formules d'écoulements :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \dots\dots\dots(VI-1)$$

Avec :

S : Section mouillée (m<sup>2</sup>).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Q : Débit (m<sup>3</sup>/s).

Dans le calcul de la vitesse est déterminée par formules qui ont été développés par des chercheurs scientifiques parmi ses formules on a :

#### VI.2.2.1 Formule de CHEZY :

$$V = C\sqrt{Rh.I} \dots\dots\dots VI-2)$$

Où :

V : vitesse d'écoulement (m/s).

I : Pente du collecteur (m/m).

Rh : Rayon hydraulique (m).

C: Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

#### VI.2.2.2 Formule de MANNING :

$$V = \frac{\alpha}{n} R_h^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots(VI-3)$$

Où :

V: vitesse d'écoulement.

$\alpha$ : est un coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxon.

$n$ : coefficient de MANNING il dépend des parois des conduite.

$R_h$  : Rayon hydraulique (m).

$I$  : Pente du collecteur (m/m)

**VI.2.2.3 Formule de Manning-Strickler :**

$$V = K R_h^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots (VI.4)$$

Avec :

$K$  : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler ses valeurs représentées dans le tableau (voir l'annexe II)

$$K=1/n$$

Où :  $n$  : rugosité Coefficient de rugosité de Manning-Strickler.

**VI.2.3 Mode de calcul :**

- L'écoulement est gravitaire et uniforme à surface libre.
- Superposition des points.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section  $Q_{ps}$  ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- Le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

Le procédé de calcul se fait comme suit :

- Donnant les débits évacuer et la pente (imposée dans le tracer) pour chaque point
- Le diamètre calculer est exprimer par :

$$D_{cal} = \left( \frac{3.2 * Q}{K * \sqrt{i}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec :

$D_{cal}(m)$

$Q(m^3/s)$

$I(m /m)$

- Fixer le diamètre normalise de la conduite  $D_n$
- La vitesse à pleine section est calculée partir de l'équation
- Pour un rayon hydraulique  $R_h = D_n/4$

$$V_{ps} = K \times \left(\frac{Dn}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (VI.6)$$

Avec :

$V_{ps}$ (m /s)

$Dn$ (m)

$I$ (m/m)

- Le débit à pleine section:

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times Dn^2}{4} \dots \dots \dots (VI.7)$$

Avec:

$Q_{ps}$ (m<sup>3</sup>/s)

$V_{ps}$ (m/s)

$Dn$ (mm)

On peut déterminer le débit à pleine section à partir l'abaque (voir l'annexe IV)

- Le rapport des débits:

$$R_q = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots \dots \dots (VI.8)$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'abaque (voir l'annexe III) des relations entre  $R_q$  et  $R_v$ , ainsi entre  $R_q$  et  $R_h$  ont été établies

- Déterminer les vitesse d'écoulement:

$$V = R_v \times V_{ps} \dots \dots \dots (VI.9)$$

Avec

$R_v$ : rapport des vitesses

- La hauteur de remplissage :

$$H = R_h \times Dn \dots \dots \dots (VI.10)$$

Avec :

$R_h$ : rapport des hauteurs.

### VI.3 Les principes de tracé des collecteurs:

Les principes du tracé des collecteurs doivent être conformes en règles générales aux conditions suivantes:

- Choisir le tracé le plus court possible.
- Choisir le cheminement des voiries existantes, tout en évitant les virages.
- Éviter les contres pentes.

Les résultats obtenus concernant le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales sont mentionnés dans les tableaux dans l'annexe VI.

**La conception de cette variante montre les résultats suivants :**

- 65 % du réseau sera projeté (sous dimensionné ou en mauvais état).
- 35 % du réseau est existant à maintenir (en bon état et selon les normes techniques).
- 70% regards projetés et 30% regards existant à maintenir.
- Les diamètres des conduites compris entre :  $315 \text{ mm} < \varnothing < 1200 \text{ mm}$ .

**VI.4 Normes d'écoulement et d'implantation :**

-Diamètre minimum de 315 mm pour éviter les risques d'obstruction

-Pente minimum : 0,002m/m

-Hauteur de recouvrement minimale de la canalisation :80cm En dessous de cette valeur la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes

-Regard de visite tous les 80m au maximum pour permettre un hydro curage des réseaux ou une visite par camera, distance standard :50 m

-Regard à chaque changement de pente ou direction

- Regard de chute en cas de forte pente pour régler la pente

-Vitesse maximum entre 5m/s et6m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux, sinon il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité

**Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de faire le dimensionnement des nouveaux collecteurs projetés en gardant quand même quelques collecteurs d'ancien réseau jugés capables de bien fonctionner et véhiculer les nouveaux débits et pour respecter les contraintes de calcul, on a été obligé de projeter des regards de chute le long du tracé à cause des fortes pentes de notre terrain qui dépassent le 10% dans certains tronçons aussi pour essayer d'approcher la vitesse de la fourchette des vitesses. Et d'autre cote on a essayée de ne pas faire des tranchées très profondes pour éviter tout risque menaçant les ouvriers et la difficulté de future branchement.

**CHAPITRE VII :**  
**Les éléments constitutifs du**  
**réseau d'égout**

## Chapitre -VII-

### Les éléments constitutifs du réseau d'égout

#### Introduction :

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie.
- Le transport des eaux usées (susceptibles de provoquer une pétrification,) dans les conditions d'hygiène favorable.

En matière d'assainissement nous trouvons :

- 1-Les ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration, ou l'évacuation de ces derniers hors des agglomérations.
- 2- Les ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égouts, regards, déversoirs d'orage... etc)

#### VII.1 Les ouvrages principaux:

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints.

##### VII.1.1 Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine, et sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre ; ou ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre.

##### VII.1.1.1 Type de canalisations:

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination.

##### a) Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

##### b) Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des

spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

**c) Conduites en amiante – ciment :**

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre de canalisation se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. Les joints sont exclusivement du type préformé (DERNOUNI, F,2004).

**d) Conduites en grés :**

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre de conduite est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m (DERNOUNI, F,2004).

**e) Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié :**

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose (SALAH Boualem ,2014).

**VII.1.1.2 Choix du type de canalisation :**

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

- De la pente du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées transportées.
- Des efforts extérieurs dus sur remblai.

**Remarque :** Pour notre projet, les conduites utilisées seront en pvc et béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent : étanchéité et résistance aux charges importantes sur tout pour les remblais rocheux qui est une propriété principale pour nos sols.

D<800 mm conduite en PVC.

D≥800 mm conduite en BA (béton armé).

Quand diamètre est supérieur 800 mm il est préférable de remplacer conduite circulaire par l'ovoïdale pour plusieurs avantages :

Terrain à forte pente pour éviter les frottements des parois de la conduite → H ne varie pas trop vite → vitesse constante.

Terrain ou il y'a des dépôts (auto curage n'est pas réalisé).

Terrain ou les agglomérations ont une variation brusque de débit « variation rapide ».

Mais il est difficile à poser a (problème d'inclinaison)

### **VII.1.1.3 Les joints:**

#### **VII.1.1.3.1 Les joints des conduites en béton armé:**

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est fonction de la nature des eaux et de leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, 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 :

##### **a) 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

##### **b) Joint à demi emboîtement :**

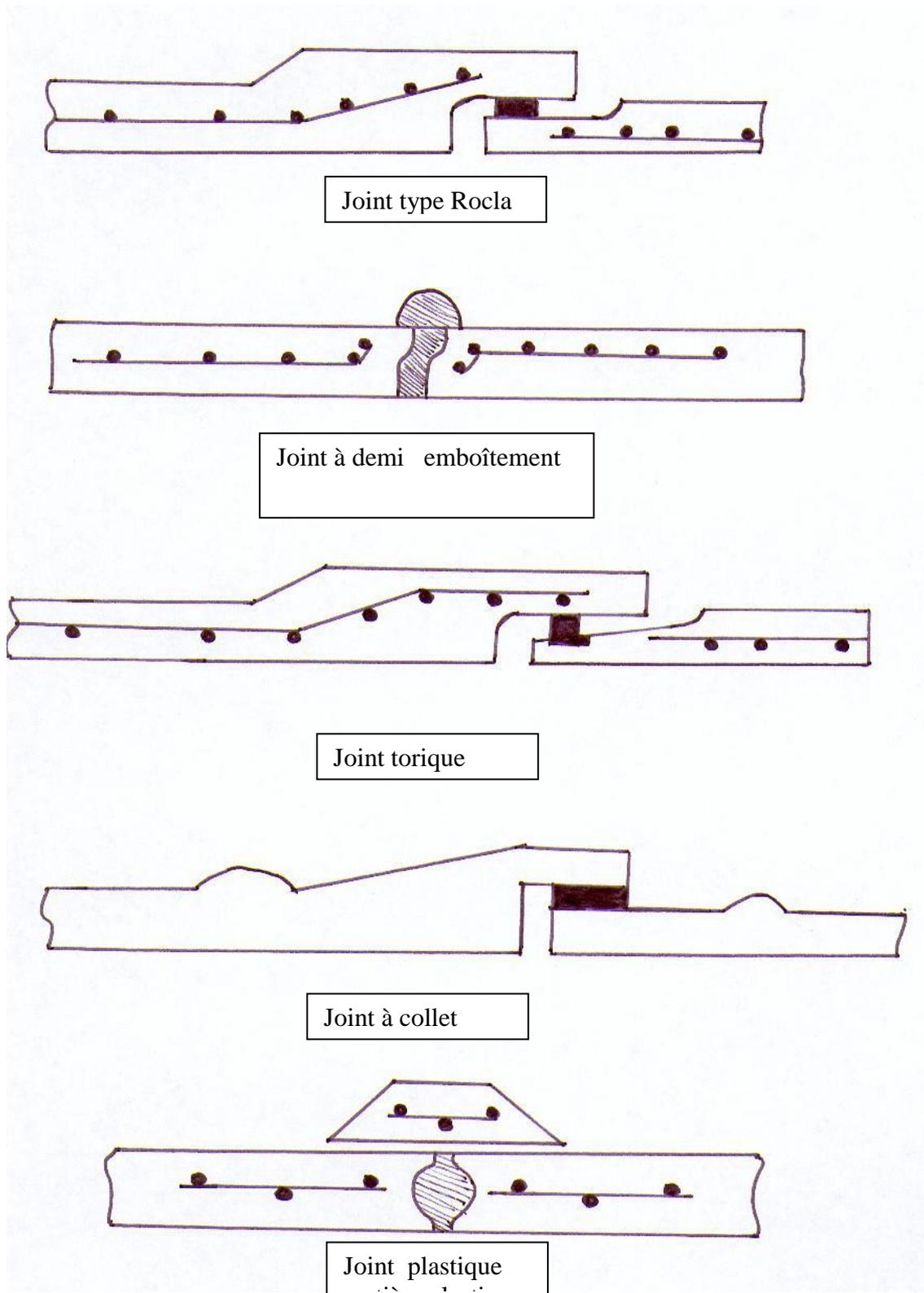
Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente

##### **c) Joint à collet :**

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

On a autres types de joint: Joint torique, Joint matière plastique.

Les différents types des joints sont présentés dans la figure VII.1 suivante :



**Figure VII.1:** Les joints des conduites en béton armé

**VII.1.1.4 Différentes actions supportées par la conduite :**

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : les actions mécaniques, les actions statiques et les actions chimiques.

**a) Actions mécaniques :**

Ce type d'action résulte des charges dues aux remblais et des autres actions extérieures sur les canalisations.

**b) Actions statiques :**

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, le mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.

**c) Actions chimiques :**

Nous nous intéressons surtout aux réactions à l'intérieur de la conduite.

Une baisse du pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H<sub>2</sub>S) corrosif et néfaste pour les conduites.

**VII.1.1.5 Essais des tuyaux préfabriqués :**

Avant d'entamer la pose de canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion sur nos conduites. Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

**a) Essai à l'écrasement :**

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules d'autre part. Ce qui nous oblige de faire l'essai de l'écrasement. L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ces se répartissent uniformément sur la génératrice supérieure du tuyau. La mise en charge est effectuée jusqu'à rupture par écrasement. À une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute . Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

**b) Essai à l'étanchéité :**

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité. On procède comme suit

-Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.

-Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mn

Par une presse hydraulique, La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.

-Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300 mm, et 8 mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

Cet essai doit se faire sur nos conduites à cause de la présence des eau parasites (remontée de la nappe phréatique) dans la ville de Boughzoul.

### **c) Essai de corrosion :**

Les eaux ménagères évacuées par les canalisations en béton armé renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H<sub>2</sub>S) produit par les fermentations anaérobies. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore. L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées

## **VII.2 Les ouvrages annexes :**

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

### **VII.2.1 Les branchements :**

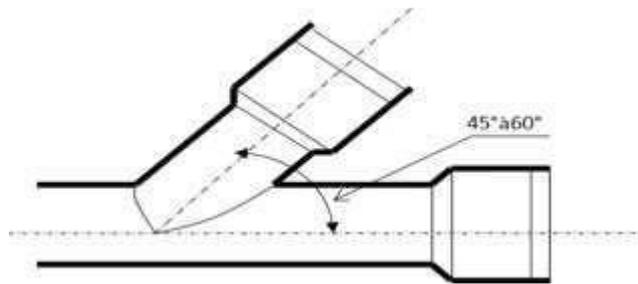
Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles ;

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

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinée à 45° par rapport à l'axe général du réseau public (société ETERNIT) et suivant une oblique de 60° (société EVERITUBE)

- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liées à la nature et aux dimensions du réseau public (STPM CHIALI, 2005).

Un exemple d'un branchement simple présente dans la figure VII.2 suivante :



**Figure VII.2:** Exemple d'un branchement simple

### VII.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.

### VII.2.3 Les caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à recueillir les eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

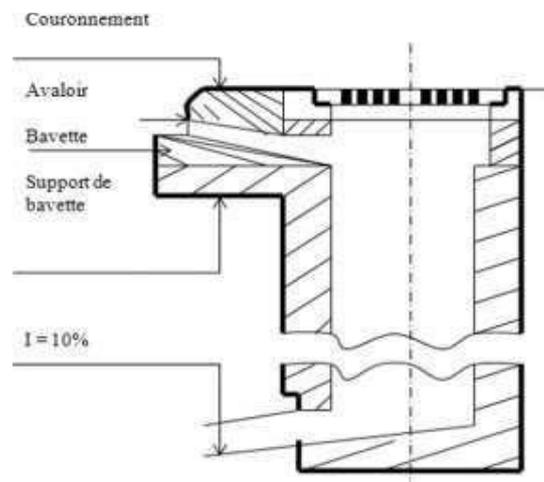
### VII.2.4 Les bouches d'égout :

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.

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 (STPM CHIALI, 2005).

Cette figure VII.3 présente un exemple de bouche d'égout.



**Figure VII.3 :** Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

### VII.2.5 Les regards :

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

- 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.

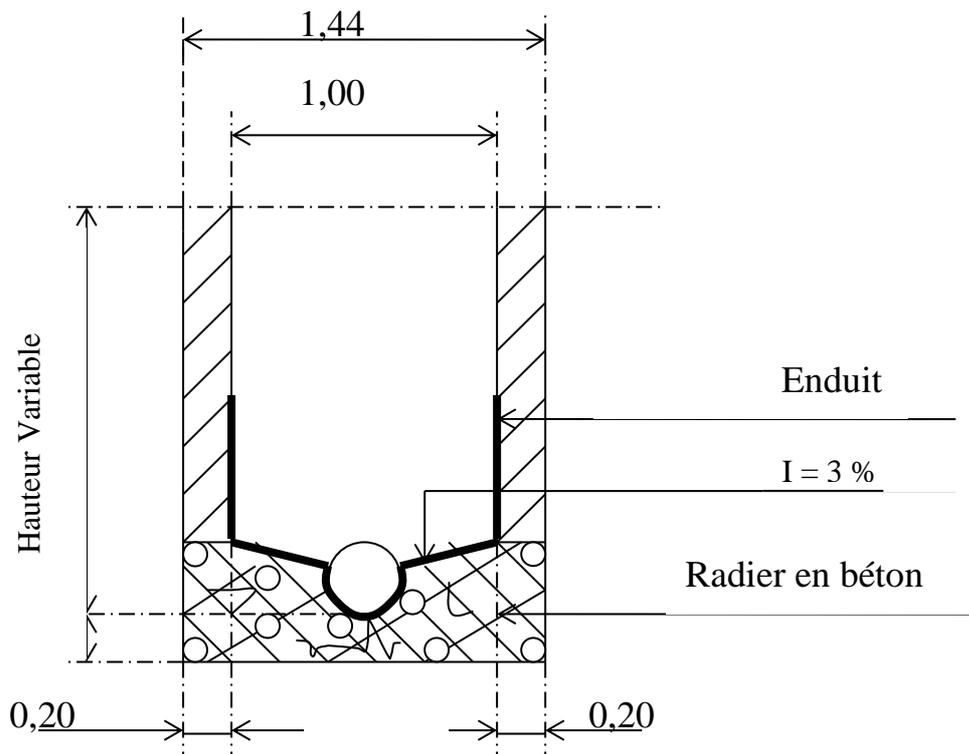
Emplacement des regards:

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 ;

**Remarque:**

Pour notre agglomération on utilisera des regards de chute le long du tracé à cause des fortes pentes de notre terrain et des regards de visite simples avec un espacement qui facilite au période d'entretien les opérations de nettoyages comme nous montre figure VII.4



**Figure VII.4 :** Exemple d'un regard simple

**VII.2.6 Les Déversoirs d'orage :**

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval et d'éviter les débordements. Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986).

### VII.2.6.1 Emplacement des déversoirs d'orage :

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut connaître :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchés d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement (SALAH Boualem ,2014).
- Les conditions hydrauliques en amont :

- La pente
- Le débit
- Type d'écoulement
- Le diamètre
- La grille
- La vitesse

-Les conditions hydrauliques en aval :

- La pente
- Le débit
- Type d'écoulement
- Le diamètre

### VII.2.6.2 Types des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir

#### a) Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée :

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un roseau dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir.

**b) Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre :**

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval a un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986).

**c) Déversoir d'orage a ouverture du fond :**

Dans ce type d'ouvrage: le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. On a d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs siphoniques.
- Les déversoirs automatiques (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986).

**VII.2.6.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage :**

Pour notre cas nous optons pour la double dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à deux fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par les caniveaux ou par les conduites

**VII.2.6.3.1 Mode de calcul :**

Pour le calcul 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 ( $Q_P$ )

$$Q_T = Q_P + Q_{US}$$

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

$$Q_{st} = 2Q_{US} ;$$

-Le débit transité vers l'exutoire :

$$Q_{dev} = Q_b = Q_T - Q_{st}$$

On détermine la valeur de la lame déversée (hr)

- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

**-Dimensionnement du DEVERSOIR 1 :** déversoir by passe type latéral à seuil bas placé à une côte de 778,251 m pour décharger le collecteur (121-122) vers un bassin de retenu

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée :  $D_e = 1200$  mm
- Débit total à l'entrée :  $Q_t = 5,264$  m<sup>3</sup>/s
- Débit de pointe allant vers la l'aval :  $Q_{st} = 1,3$  m<sup>3</sup>/s
- Débit rejeté decharge vers le bassin de retenu :  $3,387$ m<sup>3</sup>/s
- $Q_{cr} = 4,737$  m<sup>3</sup>/s
- La pente égale à  $0,02$ m/m
- Hauteur d'eau à l'entrée :  $H_e = 815$  mm
- Calcul du coefficient de retardement

Il tient compte du temps mis par l'eau pour arriver aux déversoirs donc du temps de concentration, il démunie alors le débit pluvial.

$$Z = 1 - \frac{tc}{100} \dots \dots \dots (VII-1)$$

$tc =$  temps de concentration (mn)

$tc = 10$  min calculé à partir Le chemin hydraulique le plus long

Donc  $Z = 0.9$

-Calcul du débit critique

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.9 * 5,264 = 4,737 \text{ m}^3/\text{s}$$

**-Hauteur d'eau allant vers la conduite (122-123) :**

On doit passer par le calcul de :

$$R_{qstep} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = \frac{1,3}{6,799} = 0,20$$

$$R_h = \frac{h_{step}}{D} \text{ De l'abaque on tire la valeur de } R_h \quad R_h = 0,25$$

$$h_{step} = R_h * D = 0,25 * 1,2$$

$$h_{step} = 0,3m = 30 \text{ cm}$$

**-La hauteur déversée :**

$$h_{dev} = h_{cr} - h_{step}$$

$$R_{qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{4,737}{6,799} = 0,7$$

$R_h = \frac{h_{cr}}{D}$  De l'abaque on tire la valeur de  $R_h$   $R_h = 0,62$

$$h_{cr} = R_h * D = 0,62 * 1,2$$

$$h_{cr} = 0,744m$$

Donc  $h_{dev} = h_{cr} - h_{step} = 0,744 - 0,3 = 0,44m$

**- La longueur du seuil déversant :**

On applique la formule de BAZIN

$$Q_d = m L \sqrt{2g} (H_{dev})^{(3/2)} \dots\dots\dots (VII-2)$$

Avec :

m: coefficient de débit pour un déversoir à seuil latéral (m=0,33)

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

g : La pesanteur : g = 9,81 m/s<sup>2</sup>

$H_{dev}$  : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

$$L = \frac{Q_{dev}}{m \cdot h \frac{3}{2} \sqrt{2g}}$$

$$L = \frac{3,43}{0,33 * 0,44 \frac{3}{2} \sqrt{2} * 9,81}$$

$$L = 4m$$

- **Dimensionnement du DEVERSOIR 2** : déversoir frontal placé à une côte de 773,735 m pour diriger les eaux usées vers la station d'épuration projetée et rejeter le reste de débit vers l'exutoire par les caniveaux ou par les conduites.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée :  $D_e = 1000$  mm
- Débit total à l'entrée :  $Q_t = 3,03$  m<sup>3</sup>/s
- Débit à pleine section :  $Q_{ps} = 4,063$  m<sup>3</sup>/s
- Débit du temps sec :  $Q_{ts} = 0,153$  m<sup>3</sup>/s
- Débit allant vers la station :  $Q_{st} = 0,306$  m<sup>3</sup>/s
- Temps de concentration :  $t_c = 10$  mn
- Débit critique : 2,727
- Hauteur d'eau à l'entrée  $H_e = 650$  mm
- Débit déversé vers l'exutoire :

On suit le même processus de dimensionnement du déversoir précédent, on trouve les caractéristiques suivantes :

$$R_{qstep} = 0,075$$

$$h_{step} = 0,130$$

$$R_{qcr} = 0,671$$

$$h_{cr} = 0,570$$

$$h_{dev} = h_{cr} - h_{step} = 0,570 - 0,130 = 0,44 \text{ m}$$

$m$  : coefficient de débit pour un déversoir à seuil frontal ( $m = 0,44$ )

$$L = 2,1 \text{ m}$$

### VII.2.7 Les bassins de retenue d'eau pluviale :

A cet égard, l'économie des projets, qui reposait jusqu'ici essentiellement sur la nécessité d'évacuer le plus rapidement possible les effluents vers le milieu naturel (récepteur) le plus proche peut-elle être remise en cause et modifiée en conséquence.

En effet, on peut naturellement transposer, en invitant les concepteurs à rechercher des solutions à priori plus économiques, moyennant l'interposition d'ouvrages de retenue d'un type nouveau.

#### VII.2.7.1 L'objectif des bassins :

- Les bassins de retenue sont des réservoirs d'accumulation d'eau pluviale.

-La technique actuelle s'oriente vers la réalisation des bassins de retenue, destinés à régulariser les débits d'eaux météoriques mais qui ne devront être utilisés qu'à bon escient et en fonction d'objectifs parmi lesquels on peut éviter.

-L'adaptation du tissu urbain dans lequel se situe le bassin.

-L'objectif de qualité pour l'utilisation prévue.

-L'objectif de qualité pour le milieu récepteur aval.

### **VII.2.7.2 Différentes types de bassins:**

Les bassins de retenue sont essentiellement constitués par :

-Un corps de bassin (fond et berge).

-Un ouvrage aval, généralement constitué par une digue avec dispositif d'évacuation des eaux.

Ils se divisent en deux types :

-Les bassins secs.

-Les bassins en eau.

#### **a) Les bassins secs :**

Ils sont généralement vides sauf pendant la période consécutive à un orage, laquelle ne doit pas excéder quelque jour. Le fond doit avoir une pente minimale de 0.05 m/m afin d'éviter la formation des zones marécageuses. Les pentes de berges doivent être au maximum de :

-1/6 : si les abords du bassin sont accessibles au public.

- 1/2 : dans le cas contraire.

Ce type de bassin plutôt réservé aux zones rurales est généralement plus économiques que le type en eau.

#### **b) Les bassins en eau :**

Ces bassins présentent un plan d'eau permanent, pouvant parfois, être choisis dans le cadre de l'aménagement d'un milieu attractif.

Le tirant d'eau minimal d'un bassin en eau a été fixé à 1.5 m afin d'assurer la vie des poissons et d'éviter le développement des plantes aquatiques.

Si le bassin est intégré dans un milieu attractif, l'aménagement des berges sera, réalisé comme suit :

-Risbermes horizontal de 2 m à 4m pour raisons de sécurité ;

-Parement vertical de 0,5 m à 0,75 m réalisé avec un souci esthétique (SALAH Boualem ,2014).

### **VII.2.7.3 Méthode de calcul du volume d'un bassin :**

Deux méthodes pour le calcul du volume d'un bassin existent et qui sont la méthode, dite des pluies et la méthode dite des volumes. Dans ces deux méthodes supposent que le débit sortant est constant.

Le calcul du volume d'un bassin, tient compte de certains paramètres qui ne sont pas négligés :

- La quantité d'eau de pluie tombée directement sur la surface du bassin
- Des apports d'eau de ruissellement recueillis en amont pendant une précipitation.
- Les sources alimentant de manière continue la retenue.

Tous ces facteurs permettent le remplissage de la retenue, parallèlement d'autres paramètres tendent à vidanger la retenue à savoir :

- Le débit d'évacuation destiné à d'autres utilisations (irrigation, station d'épuration).
- Les pertes d'eau par évaporation qui sont faibles et peuvent être négligées.
- Les pertes d'eau par infiltration.

#### a) Méthode dite des pluies:

Cette méthode se base essentiellement sur un principe hydraulique, et par conséquent, nous citons uniquement les étapes à suivre pour la détermination du volume.

- Il faut connaître la fréquence de pluie et la valeur du débit demandé.

(Q) : C'est à dire le débit qui sort du bassin de retenue.

Détermination du volume

$$V_1 = 3600 Q t \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots\text{(VII-3)}$$

Avec :

$V_1$  : volume en (m<sup>3</sup>)

Q : débit de vidange en (m<sup>3</sup>/s)

T : en heure.

Le volume correspondant par hectare de surface active du bassin urbanisé est donc :

$$V_2 = V_1 / S C_a = 3600 Q T / S C_a \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots\text{(VII-4)}$$

Correspondant à une hauteur d'eau :

$$h = 3600 Q . T / S . C_a \dots\dots\dots\text{(VII-5)}$$

Avec :

h : en mm.

Q: en m<sup>3</sup>/s.

S: surface totale du bassin à drainer en HEC.

T: temps en h;

Ça : coefficient d'apport compris entre 0.05 et 0.6

On peut alors reporter sur le graphique de la droite  $h(t)$  OB donnant, en fonction du temps, la hauteur d'eau évacuée (Figure VII.4). A partir d'une loi statistique on a établi, pour chaque intervalle de temps une courbe donnant les hauteurs de pluie correspondant à différentes durées moyennes de retour. La différence d'ordonnée entre cette droite et la courbe enveloppe choisie donne à chaque instant la hauteur de pluie à stocker. L'écart maximal  $\Delta h$  obtenu en menant la tangente à la courbe enveloppe parallèle à OB correspond à la hauteur d'eau de pluie à stocker et le volume du bassin est donné par la formule :

$$V = 10 \Delta h S \dots\dots\dots (VII-6)$$

Avec :

V en m<sup>3</sup>.

$\Delta h$  en mm.

S en ha.

10 homogénéité des unités 1mm→10m<sup>3</sup>/ha.

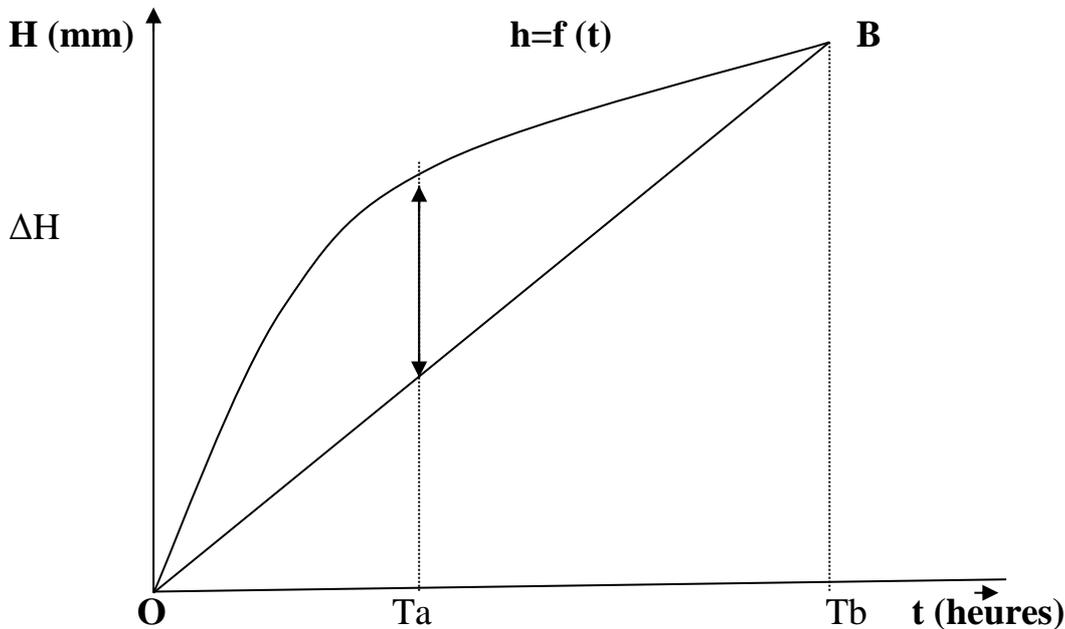


Figure VII.4 : La courbe du classement fréquentiel des pluies de période T.

Avec

Ta: le temps de remplissage

Tb-Ta : le temps de vidange (SALAH Boualem ,2014).

**b) Méthode dite des volumes :**

La détermination du volume d'un bassin peut s'effectuer selon le processus général exposé précédemment mais en l'appliquant, cette fois, non à la courbe enveloppe mais à chaque épisode pluvieux particulier.

En ajustant les résultats trouvés à une loi statistique, on a obtenu, pour chaque débit de vidange, une courbe donnant la hauteur à stocker en fonction de la durée de retour

Cette méthode suppose le débit (Q) demandé sensiblement constant

$$Q' = \frac{360 * Q}{Aa} \dots\dots\dots(VII-7)$$

Q: débit de fuite en (m<sup>3</sup>/s)

Ça: coefficient d'apport (ça=Aa/A)

A: surface totale en (ha)

Aa: surface active en (ha)

Q' : débit spécifique de fuite en (mm/h)

-En fonction de débit Q' et la période de retour choisi on détermine la hauteur d'eau ha (mm) qui est la capacité spécifique de stockage.

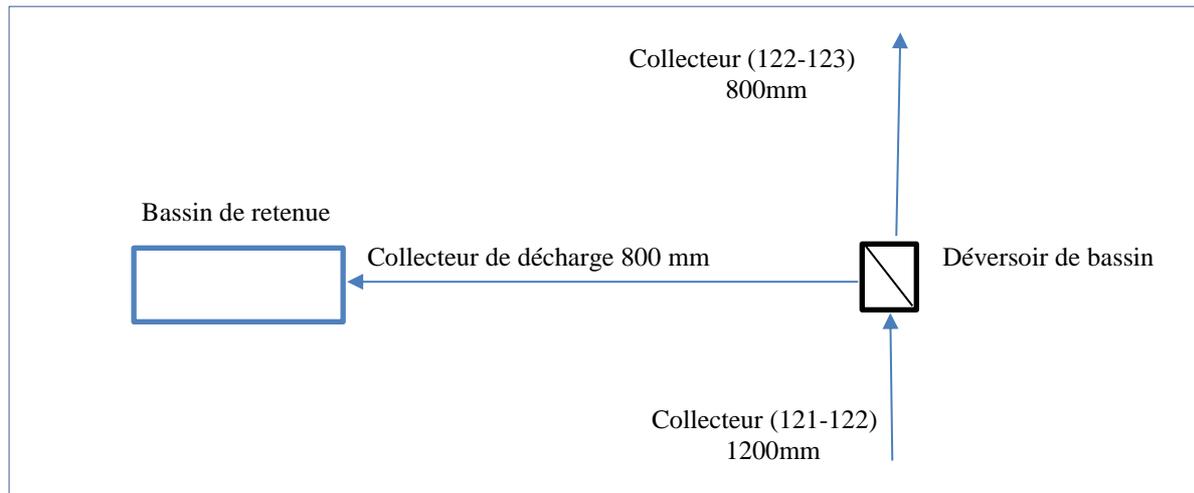
-On détermine le volume Vb moyennant, la relation :

$$Vb (m3) =10 h Aa en (m^3/s) \dots\dots\dots (VII-8)$$

-On majore la valeur de Vb d'une valeur de 1/6 Vb, pour tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite lequel, les calculs sont basés.

D'où :  $V_{tt} = Vb + 1/6 Vb = 7/6 Vb \dots\dots\dots(VII-8)$

(SALAH Boualem ,2014).



**Figure VII.5 :** Le schéma de bassin de retenue.

**Conclusion :**

Après l'évaluation des choix possible, nous avons dans notre projet opté pour les choix suivants :

- Les bouches d'égout.
- Les regards de chute.
- Les regards de visite.
- Deux déversoirs d'orage de type latérale et frontal.
- Des conduites circulaires en béton armé et en PVC de différents diamètres
- Un bassin de retenue.

# **CHAPITRE VIII :** **Organisation de chantier et estimation de devis**

## Chapitre -VIII-

### Organisation de chantier et estimation de devis

#### Introduction :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

#### VIII.1 Emplacement des canalisations :

Les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée, dans les rues plus larges la pose d'un égout sous chaque trottoir impose.

#### VIII.2 Exécution des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées

#### VIII.3 Manutention et stockage des conduites :

##### VIII.3.1 Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être effectuée de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport. Nous devons éviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes.

- Les emboitures doivent dépasser la pile.

### VIII.3.2 stockage :

L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée

L'empilement doit se faire en alternant les emboitures et en laissant celles-ci dépasser la pile ; La hauteur de gerbage doit être limitée à 1.50m.

Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation ;

Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques.

Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

Pour le stockage provisoire des collecteurs au long du tracé :

- Stocker les tuyaux le long du tracé prédéfini pour la pose (mais à une distance suffisante du bord de la tranchée)
- Stockez les tuyaux de préférence dans le sens transversal par rapport à la tranchée
- Veillez à ce que le sol soit stable et dépourvu d'obstacles (grosses pierres...)
- Il est préférable de ne pas superposer plusieurs rangées de tuyaux



**Figure VIII.1:** Stockage de collecteurs

### VIII.3.3 Décapage :

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines. Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer sur une couche de 10 cm.



**Figure VIII.2 :** Décapage par bulldozer

#### **VIII.4 Implantation des regards et des axes des tranchées :**

Suivant les tracés du plan de masse on place des jalons ou piquets tout au long de l'axe des tranchées et aussi dans chaque emplacement d'un regard et à chaque branchement ou jonction en utilisant donc en plus du plan de masse les niveaux, théodolites et les mires

#### **VIII.5 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :**

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profondes (3 à 4 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée y'aura un espace libre (Cours ODC ,2017).

##### **VIII.5.1 Choix des engins de terrassement :**

Pour l'excavation des tranchées et des fouilles des regards du réseau, La pelle hydraulique en position retro sera utilisée dont Les aptitudes sont :

- Creuser au-dessous de la surface d'appui.
- Creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical.
- Creuser à une profondeur importante.
- Creuser dans la direction de la machine.

##### **VIII.6 Aménagement du lit de sable :**

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Le lit de sable devra être bien nivelé suivant les côtes du profil en long et doit être constitué de sable contenant au moins 12 % de particules inférieures à 0,1 mm

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

**VIII.7 Mise en place des canalisations :**

La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont.

Avant la mise en place des conduites en fouilles on procède au triage des conduites de façon à remplacer celles qui ont subi des chocs importants, ou des fissurations, on doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites. On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux.

Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente afin de créer des points pour évacuer l'aire entraîne, soit lors du remplissage, ou pendant le fonctionnement des conduites.

Les tuyaux seront posés en fouilles au moyen d'une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faite lentement et dans l'ordre. Il faut aussi vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.



**Figure VIII.3 :** Mise en place des canalisations.

**VIII.8 Assemblage des conduites :**

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule

**VIII.9 Remblaiement et compactage des tranchées :**

Après la pose des canalisations, le remblaiement des tranchées est effectué afin de reconstituer le terrain naturel ; les remblais sont effectués par couches de 20 cm soigneusement compactées et damées (ODC Cours 4<sup>ème</sup> année,2017).

Le remblaiement des tranchées et leur compactage est effectué avec des engins généralement : le chargeur et le rouleau lisse.

**VIII.9.1 Les chargeurs :**

Un chargeur sur pneus, ou chargeuse sur pneus, est un engin de chantier, il comporte un corps automoteur articulé et une benne de grande taille à l'avant. Celle-ci, aussi appelée godet, peut effectuer un mouvement vertical et pivoter autour de son axe porteur.

Les imposantes roues du chargeur, mues par un moteur puissant, permettent la pratique de tous types de terrain suffisamment durs et une poussée importante vers l'avant (ODC Cours 4<sup>ème</sup> année,2017).

**VIII.9.2 Le rouleau lisse :**

Is sont constitués d'un ou plusieurs éléments appelés billes, fabriqués en tôle de 5 mm, éventuellement remplis d'eau pour les alourdir. Lorsqu'on veut éviter de trop aplanir le sol, on utilise un rouleau de ce type dont la surface est ondulée. Les rouleaux culti-tasseurs (cultipackers en anglais) sont constitués de l'assemblage de 2 rouleaux, portant chacun des disques en fonte, parfaitement jointifs de 30 à 40 cm de diamètre. Les disques du rouleau avant sont plus grands que ceux de l'arrière et légèrement décalés par rapport à ceux-ci (d'une demi-largeur de rouleau) : ainsi les disques placés à l'arrière tassent la partie du sol qui n'a pas été touchée par les disques placés à l'avant. Le travail de fragmentation s'effectue par poinçonnement sur l'arête vive du disque. Lorsque la fragmentation des mottes s'avère particulièrement difficile, on peut utiliser deux trains de disques différents : lisses à l'avant, crénelés à l'arrière.

Il comprend :

- Un châssis
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre (ODC Cours 4<sup>ème</sup> année,2017).

**VIII.10 Construction des regards :**

Les regards peuvent être constitués d'éléments préfabriqués, de maçonnerie en briques, de béton armé ou de matière plastique, suivant les indications des plans et les normes indiqués dans le bordereau de soumission.

- L'exécution des regards répond aux détails renseignés dans les plans-types d'exécution et les profils en long ou aux indications du pouvoir adjudicateur.
- Les regards en maçonnerie sont réalisés suivant les indications du bordereau de soumission.
- Tous les regards et ouvrages visitables (déversoirs d'orage) sont munis d'échelons, de crochets ou d'une échelle suivant les indications du bordereau de soumission.
- Pendant l'exécution des travaux et jusqu'à la prise des bétons, la fouille est tenue à sec.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

1. Réglage du fond du regard ;
2. Exécution de la couche du béton de propreté ;

3. Ferrailage du radier de regard.
4. Bétonnage du radier.
5. Ferrailage des parois.
6. Coffrage des parois.
7. Bétonnage des parois.
8. Décoffrage des parois.
9. Ferrailage de la dalle.
10. Coffrage de la dalle.
11. Bétonnage de la dalle.
12. Décoffrage de la dalle (Travaux de canalisation,2005).

### VIII.11 Devis quantitatif estimatif :

Le calcul de ce dernier permet d'effectuer une estimation du coût du projet. L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre linéaire de canalisation posée.

Les différentes opérations effectuées sont :

- Fourniture et pose des buses.
- L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction.
- Travaux de remblai de la tranchée.
- Transport des terres excédentaires.
- Travaux de décapage à grande masse.
- Travaux de décapage de la tranchée.
- Fourniture et pose de lit de sable.

#### VIII.11.1 Détermination des différents volumes :

##### VIII.11.1.1 Volumes des déblais des tranchées « Vd » :

###### a) Forme rectangulaire :

Il est donné par la relation suivante :

$$V_D = B \cdot L \cdot \text{Htr} \text{ (m)} \dots\dots\dots(\text{VIII.1})$$

Avec : B : largeur de la tranchée (m) ;

a : distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille.

L : longueur totale de la tranchée (m).

Htr : profondeur de la tranchée (m)

$B = D + 2 \cdot a$  ; (a=0.30m)

$$\text{Htr} = e + h + D \text{ (m)} \dots\dots\dots(\text{VIII.2})$$

Où :

e : épaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.10m

D : diamètre nominal de la conduite (m)

h : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la couche (m).

#### VIII.11.1.2 Volume du découvert « V » :

Le volume de la couche végétale à découper est calculé comme suit :

$$V = b \cdot h' \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots\text{(VIII.3)}$$

Avec :

V : volume de la couche végétale (m<sup>3</sup>).

h' : la hauteur de la couche végétale (m) ; h=0.20m

L : longueur totale de la tranchée (m).

b : la largeur de la couche végétale (m).

#### VIII.11.1. 3 Volume occupé par le lit de pose « VLP » :

Il est donné par la formule suivante :

$$V_{LP} = e \cdot b \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots\text{(VIII.4)}$$

Avec :

e : épaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.10m

L : longueur totale de la tranchée (m).

b : largeur de la tranchée (m).

#### VIII.11.1. 4 Volume de la conduite « Vc » :

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_c = \frac{\pi D^2}{4} \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots\text{(VIII.5)}$$

Avec :

L : longueur totale de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

#### VIII.11.1. 5 volume d'eurobanque tamisée « Ve.t » :

Il est exprimé par la formule suivante :

$$V_{e.t} = b \cdot (D + 0.20) \cdot L \cdot V_c \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots\text{(VIII.6)}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la conduite (m<sup>3</sup>).

D : diamètre de la conduite (m).

#### VIII.3.1.6 Volume du remblai « VR » :

Il est donné par l'expression suivante :

$$V_R = V_{D.F} - V_{\text{evacué}} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots\text{(VIII.7)}$$

Avec :

$V_{D,F}$ : volume des déblais foisonnés.

$V_{D,F}=V_D.K_f$  (m3) ;

$K_f=1.25$  (Coefficient de foisonnement)

$$V_{\text{evacué}}= V_{LP}+V_c+ V_{e.t} \text{ (m3) .....(VIII.8)}$$

Où :

$V_{LP}$ : volume occupé par le lit de pose (m3).

$V_{e.t}$ : volume d'enrobage tamisé (m3).

$V_c$ : volume de la conduite (m3)

Le tableau suivant représente le devis quantitatif et estimatif du projet :

**Tableau VIII.1** : Devis estimatif et quantitatif.

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant (DA)
<b>Travaux de terrassement</b>					
1	Déblai	M3	12650,6815	500	6325340,744
2	Lit de pose	M3	677,17507	1200	812610,084
3	Enrobage	M3	3678,10091	200	735620,1814
4	Remblai de la tranchée	M3	11832,0233	150	1774803,494
5	Evacuation de terres excédentaires à la décharge	M3	5878,93079	300	1763679,237
<b>Canalisation</b>					
1	PVC-315	ML	1366,5	5000	6832500
2	PVC-400	ML	1105,3	8000	8842400
3	PVC-500	ML	1287,1	10000	12871000
4	BA-630	ML	1398,84	2200	3077448
5	BA-800	ML	337,9	2300	777170
6	BA-1000	ML	396,5	2500	991250
7	BA-1200	ML	95,7	7100	679470
<b>Construction</b>					
1	Regard	U	144	35000	5040000
2	Exécution du déversoir d'orage	U	2	300000	600000
<b>TOTAL EN DA</b>					<b>51123291,74</b>
<b>TVA 19 %</b>					<b>9713425,431</b>
<b>TOTAL EN TTC</b>					<b>60836717,17</b>

**VIII.12 Planification des travaux :**

La planification des travaux consiste à déterminer les objectifs du projet, analyser les ressources nécessaires, élaborer un calendrier détaillé, évaluer les risques, et mettre en place un plan de communication efficace. Une bonne planification permet que les travaux se déroulent de manière organisée, en respectant les délais et le budget, tout en atteignant les objectifs fixés.

Les principales opérations à exécuter sont :

- A.** Piquetage.
- B.** Décapage de la couche de goudron ou celle de la végétation.
- C.** Exécution des tranchées et des fouilles.
- D.** Aménagement du lit de pose.
- E.** Construction des regards.
- F.** Mise en place des canalisations.
- G.** Constructions des ouvrages annexes.
- H.** Assemblage des tuyaux.
- I.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J.** Remblai des tranchées.
- K.** Travaux de finition.

**Tableau VIII.2 :** Définition des délais.

Operations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
<b>A</b>	20	0	20	0	20	0
<b>B</b>	25	20	45	20	45	0
<b>C</b>	50	45	95	45	95	0
<b>D</b>	20	95	115	145	165	50
<b>E</b>	70	95	165	95	165	0
<b>F</b>	25	95	120	140	165	45
<b>G</b>	25	95	120	140	165	45
<b>H</b>	20	165	185	165	185	0
<b>I</b>	25	185	210	185	210	0
<b>J</b>	25	210	235	210	235	0
<b>K</b>	25	235	260	235	260	0

Avec :

**TR**: temps de réalisation.

**DCP** : date de commencement au plus tôt.

**DFP** : date de finissement au plus tôt.

**DCPP**: date de commencement au plus tard.

**DFPP** : date de finissement au plus tard

**MT** : marge totale.

Selon la méthode du chemin critique (C.P.M) , notre projet est planifié pour une durée de 260 jours (la somme du temps de réalisation), en suivant le chemin critique (A-B-C-D-F-H-I-J-K)

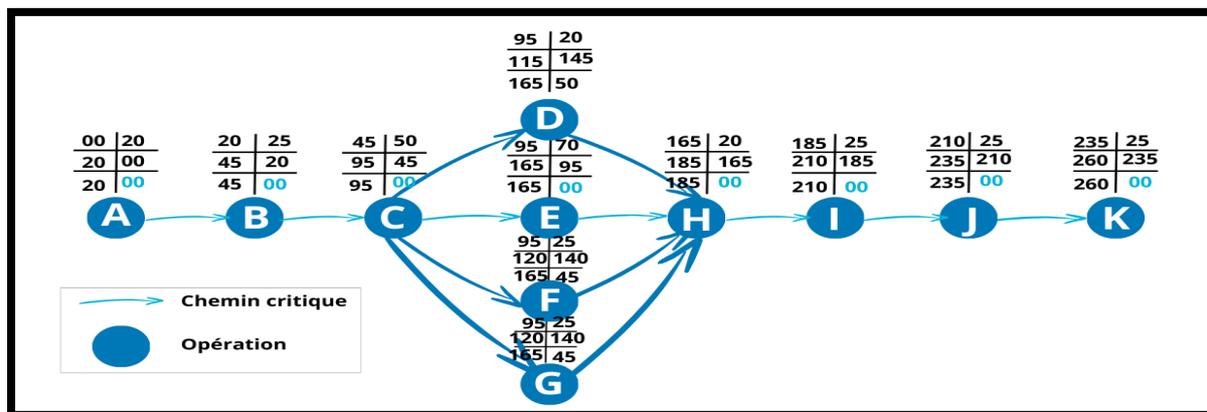


Figure VIII.4 : Réseaux à nœud.

### Conclusion :

Une étude plus élaborée de l'organisation de chantier est nécessaire pour mieux avoir un meilleur rendement et rentabilité économique et technique, bonne qualité des matériaux de ces ouvrages rend le système d'assainissement plus fonctionnel. Ainsi, le choix des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national. L'étude estimative des volumes des travaux nous a permis d'établir une estimation du coût total du projet: 6.08 milliards de centimes.

# Conclusion générale

L'étude que nous avons faite a consisté à un redimensionnement de tout le système d'évacuation des eaux usées de toute nature confondue en se basant sur les données naturelles du site et celles hydrauliques caractérisant le système d'évacuation déjà existant. Suite à un diagnostic effectué, Les anomalies physiques et hydrauliques ainsi constatées au niveau de ce dernier, étant au centre des problèmes fonctionnels rencontrés, nous ont contraints à redimensionner le réseau et ses ouvrages annexes pour un meilleur fonctionnement hydraulique.

Les données de base que nous avons récupérées d'une façon probable nécessaires au calcul des débits de dimensionnement, nous ont conduit par prudence d'accepter un léger surdimensionnement de quelques collecteurs pour préserver l'avenir de fonctionnement du réseau. Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau projeté, des ouvrages annexes ont été implantés tels que les regards et bouches d'égout, avec un dimensionnement d'ouvrages de contrôle pour le bon fonctionnement de la station d'épuration qui sera projetée. A l'heure actuelle, la récupération des eaux pluviales est d'un intérêt primordial, d'où la considération d'un bassin de retenue d'eaux pluviales.

Nous considérons que cette étude est d'un intérêt important et mérite d'être considérée en pratique.

# Références Bibliographiques

- ✚ SALAH, B., 1993 « polycopié d'assainissement », école nationale supérieure de 'hydraulique, BLIDA
- ✚ DERNOUNI.F. (Cours d'assainissement, ENSH2004)
- ✚ REGIS, B, 1984 « les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris
- ✚ TOUAIBIA, B, 2003, « Cours d'hydrologie » Ecole nationale supérieure de hydraulique, BLIDA
- ✚ TOUAIBIA, B, 2004 « Manuel pratique d'hydrologie »
- ✚ GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris perspective », Paris
- ✚ Régis, BOURRIER. 1981. Les réseaux d'assainissement, calculs, applications et perspectives. Lavoisier. Paris.
- ✚ François G, Brière, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997,
- ✚ NONCLERCO. P. (Le calcul statique des collecteurs urbains, 3eme partie)
- ✚ BOUNADER. E, Thèse pour obtenir le grade de Docteur, Conduit de diagnostic, et évaluation des collecteurs des infrastructures urbaines, Formation doctorale : conception en bâtiment, et techniques urbaines, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon1998
- ✚ BELHOCINE. H, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Cherchell (W.Tipaza), ENSH 2002.
- ✚ FALIA, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Etude de diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Oued-Rhiou (W.Relizane) ENSH septembre 1999.
- ✚ AGENCE DE L'EAU Artois-Picardie, 1999 « Guide du raccordement à l'égout », format PDF
- ✚ STPM CHIALI, édition 2005, « catalogue technique des tubes en PVC ».
- ✚ Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Sétif, 2007(D.H.W.) « Compte rendu sur la situation d'AEP et d'assainissement de la Wilaya »
- ✚ « Cours organisation de chantier. » 2017. Ecole Nationale Supérieure Hydraulique.

# ANNEXES

# ANNEXE I

LOI DU KHI-DEUX AVEC  $k$  DEGRÉS DE LIBERTÉ  
QUANTILES D'ORDRE  $1 - \gamma$

$k$	$\gamma$										
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.500	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.45	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	1.39	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	2.37	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	3.36	7.78	9.94	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	4.35	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	5.35	10.65	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	6.35	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	7.34	13.36	15.51	17.53	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	8.34	14.68	16.92	19.02	21.67	23.59
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	9.34	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	10.34	17.28	19.68	21.92	24.72	26.76
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	11.34	18.55	21.03	23.34	26.22	28.30
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	12.34	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	13.34	21.06	23.68	26.12	29.14	31.32
15	4.60	5.23	6.27	7.26	8.55	14.34	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	15.34	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	16.34	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.87	17.34	25.99	28.87	31.53	34.81	37.16
19	6.84	7.63	8.81	10.12	11.65	18.34	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	19.34	28.41	31.41	34.17	37.57	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	20.34	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	21.34	30.81	33.92	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	22.34	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	23.34	33.20	36.42	39.36	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	24.34	34.28	37.65	40.65	44.31	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	25.34	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	26.34	36.74	40.11	43.19	46.96	49.65
28	12.46	13.57	15.31	16.93	18.94	27.34	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	28.34	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.60	29.34	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.71	22.16	24.43	26.51	29.05	39.34	51.81	55.76	59.34	63.69	66.77
50	27.99	29.71	32.36	34.76	37.69	49.33	63.17	67.50	71.42	76.15	79.49
60	35.53	37.48	40.48	43.19	46.46	59.33	74.40	79.08	83.30	88.38	91.95
70	43.28	45.44	48.76	51.74	55.33	69.33	85.53	90.53	95.02	100.42	104.22
80	51.17	53.54	57.15	60.39	64.28	79.33	96.58	101.88	106.63	112.33	116.32
90	59.20	61.75	65.65	69.13	73.29	89.33	107.57	113.14	118.14	124.12	128.30
100	67.33	70.06	74.22	77.93	82.36	99.33	118.50	124.34	129.56	135.81	140.17

Si  $k$  est entre 30 et 100 mais n'est pas un multiple de 10, on utilise la table ci-haut et on fait une interpolation linéaire. Si  $k > 100$  on peut, grâce au théorème limite central, approximer la loi  $\chi^2(k)$  par la loi  $N(k, 2k)$ .

# **ANNEXE II**

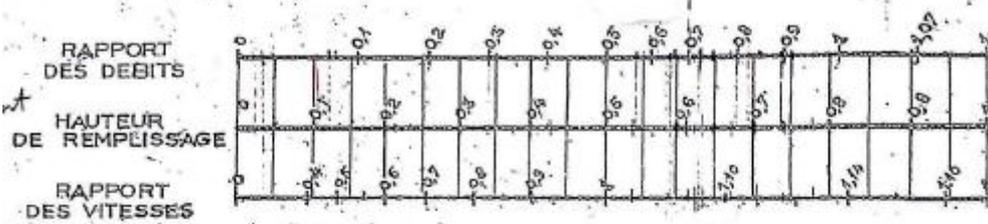
**Coefficient de Manning-strckler (ks).**

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

# **ANNEXE III**

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE  
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

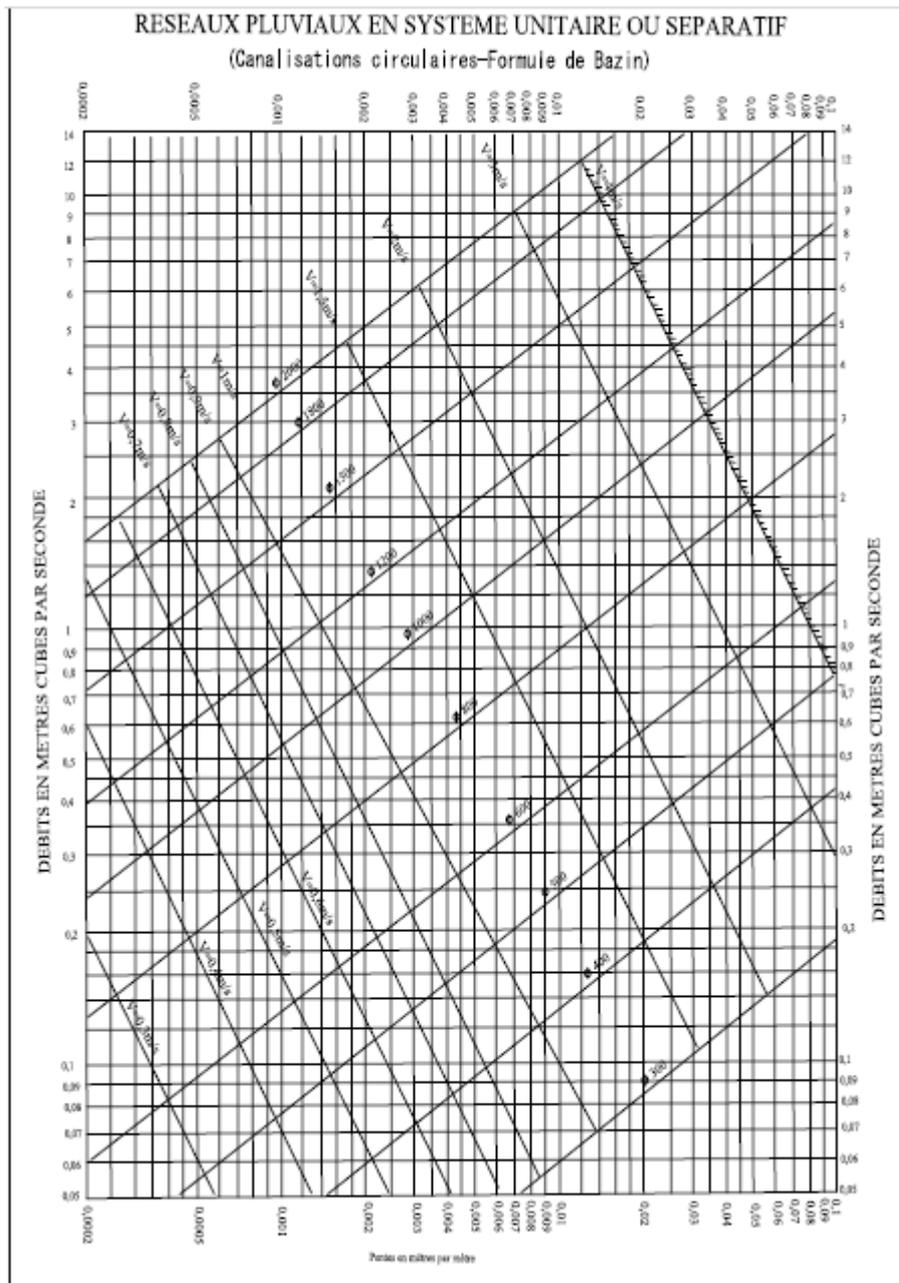


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux  $\frac{3}{10}$ , le débit est les  $\frac{2}{10}$  du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les  $\frac{78}{100}$  de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Figure 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin)

# **ANNEXE IV**

**Annexe IV:** Abaque de Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin



# **ANNEXE V**

Tron	Cam(m)	Cav(m)	L (m)	I m/m)	leq (m/m)	Qtr (m <sup>3</sup> /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Qsp (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Vsp (m/s)	Vecou (m/s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)	Observation
R252- R253	867,034	866,347	37,4	0,018	0,03	0,033	147,556	315	0,248	0,133	0,609	0,246	3,182	1,938	0,003	0,013	0,325	0,082	1,033	à rénover
R253- R254	866,347	864,219	60,3	0,035	0,03	0,086	211,514	315	0,248	0,346	0,877	0,406	3,182	2,790	0,009	0,035	0,469	0,126	1,494	à rénover
R254- R255	864,219	861,64	48,3	0,053	0,037	0,128	236,420	315	0,275	0,466	0,959	0,480	3,534	3,389	0,013	0,047	0,520	0,145	1,837	à rénover
R255- R256	861,64	859,27	54,9	0,043	0,039	0,177	263,865	315	0,283	0,624	1,056	0,568	3,628	3,832	0,018	0,062	0,566	0,167	2,054	à rénové
R256- R257	859,27	856,99	55,55	0,041	0,039	0,225	289,162	315	0,283	0,797	1,102	0,675	3,628	3,997	0,023	0,080	0,602	0,190	2,183	à rénover
R257- R258	856,99	855,119	60	0,031	0,034	0,278	321,034	400	0,499	0,557	0,994	0,553	3,973	3,949	0,028	0,056	0,528	0,148	2,097	à maintenir
R258- R259	854,119	852,991	40,1	0,028	0,032	0,313	339,562	400	0,484	0,647	1,023	0,621	3,854	3,943	0,031	0,065	0,544	0,156	2,095	à maintenir
R259- R260	851,991	850,01	58,9	0,034	0,031	0,365	361,746	400	0,477	0,766	1,033	0,683	3,793	3,920	0,037	0,077	0,564	0,166	2,140	à maintenir
R297- R282	855,424	852,884	43,4	0,059	0,06	0,039	137,547	315	0,351	0,110	0,533	0,213	4,500	2,397	0,004	0,011	0,293	0,072	1,318	à rénover
R282- R283	852,884	850,123	22,3	0,124	0,066	0,058	157,841	315	0,368	0,159	0,706	0,262	4,720	3,332	0,006	0,016	0,340	0,087	1,604	à rénover
R283- R284	849,123	848,343	21,4	0,036	0,057	0,077	180,334	315	0,342	0,226	0,771	0,297	4,386	3,380	0,008	0,023	0,376	0,098	1,649	à rénover
R284- R285	848,343	845,112	60	0,054	0,056	0,131	220,225	315	0,339	0,386	0,692	0,253	4,348	3,007	0,013	0,039	0,488	0,133	2,121	à rénové
R285- R286	845,112	842,584	50	0,051	0,053	0,175	248,315	315	0,330	0,531	1,018	0,516	4,230	4,308	0,018	0,053	0,541	0,154	2,288	à rénover
R286- R287	842,584	839,73	75	0,038	0,045	0,242	288,963	315	0,304	0,796	1,051	0,674	3,897	4,096	0,024	0,080	0,601	0,190	2,344	à rénover

R287- R288	838,73	835,649	42,5	0,072	0,061	0,279	288,208	315	0,354	0,790	1,056	0,671	4,538	4,791	0,028	0,079	0,600	0,189	2,725	à rénover
R288- R289	832,649	825,404	90	0,081	0,065	0,359	312,975	315	0,365	0,984	1,087	0,703	4,684	5,092	0,036	0,098	1,131	0,195	1,998	à rénover
R289- R290	824,404	820,644	76	0,049	0,051	0,427	349,378	400	0,611	0,698	1,041	0,542	4,865	5,065	0,043	0,070	0,555	0,161	2,699	à rénover
R290- R291	820,644	817,873	60,5	0,046	0,052	0,481	363,936	400	0,617	0,778	1,050	0,622	4,913	5,159	0,048	0,078	0,586	0,179	2,878	à maintenir
R291- R292	816,873	813,653	42	0,077	0,062	0,518	362,140	400	0,674	0,768	1,050	0,586	5,364	5,633	0,052	0,077	0,574	0,172	3,077	à maintenir
R292- R293	811,653	809,602	41,7	0,049	0,052	0,555	384,104	400	0,617	0,899	1,061	0,498	4,913	5,213	0,055	0,090	0,578	0,174	2,840	à maintenir
R293- R294	807,602	806,41	36,6	0,033	0,041	0,587	410,274	500	0,994	0,591	1,020	0,378	5,062	5,163	0,059	0,059	0,587	0,180	2,972	à maintenir
R294- R295	804,41	802,794	31,5	0,051	0,044	0,615	412,003	500	1,030	0,598	1,020	0,398	5,244	5,350	0,062	0,060	0,598	0,187	3,135	à rénover
R295- R296	800,794	800,289	26	0,019	0,032	0,638	443,437	500	0,878	0,727	1,047	0,398	4,472	4,683	0,064	0,073	1,140	0,188	5,098	à rénover
R260- R261	849,01	847,75	57,9	0,022	0,03	0,433	388,123	400	0,469	0,924	1,081	0,749	3,732	4,035	0,043	0,092	0,597	0,187	2,228	à maintenir
R261- R262	846,75	845,453	26,9	0,048	0,034	0,465	389,290	400	0,499	0,932	1,082	0,756	3,973	4,299	0,047	0,093	0,593	0,184	2,357	à maintenir
R262- R263	844,453	843,28	39,6	0,030	0,032	0,512	408,113	500	0,878	0,583	1,020	0,639	4,472	4,562	0,051	0,058	0,591	0,183	2,644	à maintenir
R263- R264	842,28	841,956	23	0,014	0,022	0,539	446,371	500	0,728	0,740	1,052	0,677	3,708	3,902	0,054	0,074	0,602	0,190	2,233	à maintenir
R264- R265	840,956	839,867	54,4	0,020	0,021	0,603	469,666	500	0,711	0,848	1,065	0,728	3,623	3,857	0,060	0,085	0,557	0,163	2,019	à maintenir
R265- R266	838,867	837,235	33	0,049	0,032	0,642	444,291	500	0,878	0,731	1,050	0,566	4,472	4,696	0,064	0,073	0,566	0,167	2,530	à maintenir

R266-R267	836,235	835,96	46,9	0,006	0,022	0,697	491,621	500	0,728	0,957	1,083	0,557	3,708	4,016	0,070	0,096	0,561	0,165	2,082	à maintenir
R267-R268	834,96	833,154	46	0,039	0,032	0,751	471,318	500	0,878	0,856	1,044	0,729	4,472	4,668	0,075	0,086	0,588	0,181	2,630	à maintenir
R268-R269	832,154	831,057	19,5	0,056	0,041	0,774	455,029	500	0,994	0,779	1,053	0,698	5,062	5,330	0,077	0,078	0,578	0,174	2,924	à maintenir
R269-R270	830,057	829,761	20,5	0,014	0,025	0,798	505,039	630	1,437	0,555	1,010	0,637	4,611	4,658	0,080	0,056	0,581	0,176	2,680	à rénover
R270-R271	828,761	827,953	24	0,034	0,027	0,827	504,344	630	1,494	0,553	1,010	0,635	4,792	4,841	0,083	0,055	0,575	0,173	2,756	à rénover
R271-R272	826,953	825,045	49,4	0,039	0,032	0,885	501,156	630	1,626	0,544	1,021	0,625	5,217	5,328	0,088	0,054	0,593	0,184	3,093	à rénover
R272-R278	823,045	822,861	32,6	0,006	0,021	0,923	551,052	630	1,317	0,701	1,060	0,677	4,226	4,480	0,092	0,070	0,613	0,198	2,589	à rénover
R278-R277	821,861	821,216	59	0,011	0,016	0,993	595,880	630	1,150	0,863	1,079	0,725	3,689	3,981	0,099	0,086	0,561	0,164	2,068	à rénover
R277-R279	820,216	818,867	48,9	0,028	0,021	1,050	578,366	630	1,317	0,797	1,069	0,641	4,226	4,518	0,105	0,080	0,631	0,211	2,667	à rénover
R279-Rb3	817,867	815,44	46,64	0,052	0,031	1,105	548,016	630	1,601	0,691	1,025	0,641	5,135	5,264	0,111	0,069	0,586	0,179	3,007	à rénover
Rb3-Rb4	813,44	809,377	63,49	0,064	0,043	1,180	528,218	630	1,885	0,626	1,023	0,635	6,048	6,188	0,118	0,063	0,630	0,211	3,810	à rénover
Rb4-R296	806,377	803,289	41,66	0,074	0,046	1,229	529,612	630	1,950	0,630	1,023	0,649	6,255	6,401	0,123	0,063	0,617	0,201	3,862	à rénover
R296-R217	800,289	798,769	49,3	0,031	0,033	1,868	659,377	800	3,123	0,598	1,012	0,666	6,213	6,286	0,187	0,060	0,599	0,188	3,722	à rénover
R239-R240	836,8	836,415	19	0,020	0,02	0,028	150,879	315	0,202	0,141	0,594	0,184	2,598	1,542	0,003	0,014	0,268	0,063	0,698	à rénover
R240-R241	835,415	835,129	35,2	0,008	0,015	0,081	235,925	315	0,175	0,463	0,846	0,344	2,250	1,903	0,008	0,046	0,421	0,111	0,946	à rénover

R241-R242	834,129	833,187	40,5	0,023	0,025	0,142	264,276	315	0,226	0,627	1,028	0,538	2,905	2,987	0,014	0,063	0,553	0,160	1,606	à rénover
R242-R5C1	833,187	826,721	69	0,094	0,044	0,245	291,851	315	0,300	0,817	1,080	0,599	3,854	4,162	0,025	0,082	0,578	0,175	2,229	à rénover
R5C1-R5C2	824,721	820,735	41	0,097	0,063	0,246	272,916	315	0,359	0,683	1,038	0,538	4,611	4,787	0,025	0,068	0,553	0,160	2,549	à rénover
R5C2-R5C3	818,735	817,832	50	0,018	0,041	0,320	326,885	400	0,548	0,585	1,021	0,578	4,362	4,453	0,032	0,058	0,570	0,170	2,489	à maintenir
R5C3-R5C4	815,832	814,334	46	0,033	0,034	0,389	364,231	400	0,499	0,780	1,043	0,583	3,973	4,143	0,039	0,078	0,572	0,171	2,273	à maintenir
R5C4-R5C5	812,334	811,088	49	0,025	0,031	0,463	395,401	400	0,477	0,971	1,085	0,565	3,793	4,115	0,046	0,097	0,565	0,167	2,144	à maintenir
R5C5-R5C6	809,088	805,993	47	0,066	0,036	0,533	405,448	500	0,931	0,573	1,025	0,587	4,743	4,860	0,053	0,057	0,574	0,172	2,722	à maintenir
R5C6-R5C7	803,993	797,811	23	0,269	0,032	0,568	424,353	500	0,878	0,647	1,032	0,557	4,472	4,615	0,057	0,065	0,562	0,165	2,511	à rénover
R5C7-R327	795,811	794,73	48,5	0,022	0,026	0,641	461,591	500	0,791	0,809	1,074	0,648	4,031	4,330	0,064	0,081	0,594	0,185	2,394	à rénover
R312-R313	831,95	830,6	44	0,031	0,03	0,053	176,464	315	0,248	0,214	0,644	0,221	3,182	2,050	0,005	0,021	0,300	0,075	0,956	à rénover
R313-R314	828,6	828,35	11,3	0,022	0,025	0,067	198,943	315	0,226	0,294	0,683	0,248	2,905	1,985	0,007	0,029	0,326	0,083	0,947	à rénover
R314-R315	827,35	825,48	19,3	0,097	0,063	0,090	187,164	315	0,359	0,250	0,709	0,264	4,611	3,271	0,009	0,025	0,342	0,088	1,576	à rénover
R315-R316	823,48	820,65	39	0,073	0,065	0,137	217,854	315	0,365	0,375	0,825	0,330	4,684	3,866	0,014	0,037	0,407	0,107	1,908	à rénover
R316-R317	818,65	815,03	67,8	0,053	0,057	0,218	266,123	315	0,342	0,639	1,023	0,504	4,386	4,488	0,022	0,064	0,534	0,151	2,342	à rénover
R317-R318	813,03	812,4	47,3	0,013	0,035	0,275	318,077	400	0,506	0,544	1,021	0,714	4,031	4,116	0,028	0,054	0,612	0,198	2,468	à maintenir

R318-R319	811,4	810,54	34	0,025	0,032	0,316	340,724	400	0,484	0,653	1,043	0,545	3,854	4,019	0,032	0,065	0,556	0,162	2,143	à maintenir
R319-R320	810,94	810,86	11,7	0,007	0,022	0,330	371,544	400	0,402	0,823	1,052	0,559	3,196	3,361	0,033	0,082	0,563	0,165	1,798	à maintenir
R320-R321	809,86	809,74	18,7	0,006	0,017	0,353	399,708	400	0,353	1,000	1,073	0,584	2,809	3,015	0,035	0,100	0,573	0,171	1,609	à maintenir
R321-R322	809,04	808,71	28,3	0,012	0,013	0,387	435,109	500	0,560	0,691	1,037	0,593	2,850	2,956	0,039	0,069	0,576	0,173	1,642	à maintenir
R322-R323	807,71	806,65	56,7	0,019	0,016	0,455	444,785	500	0,621	0,733	1,041	0,690	3,162	3,291	0,046	0,073	0,606	0,193	1,916	à maintenir
R323-R324	805,65	804,53	47,8	0,023	0,018	0,513	454,933	500	0,659	0,779	1,049	0,759	3,354	3,520	0,051	0,078	0,624	0,206	2,094	à maintenir
R324-R325	803,53	803,21	19	0,017	0,019	0,536	457,776	500	0,677	0,792	1,049	0,745	3,446	3,616	0,054	0,079	0,621	0,204	2,139	à maintenir
R325-R326	802,21	800,35	53,6	0,035	0,024	0,600	457,252	500	0,760	0,789	1,043	0,811	3,873	4,041	0,060	0,079	0,634	0,214	2,457	à maintenir
R326-R327	799,35	796,73	72	0,036	0,032	0,687	455,723	500	0,878	0,782	1,047	0,552	4,472	4,684	0,069	0,078	0,559	0,164	2,501	à rénover
R327-R219	794,73	792,094	60	0,044	0,033	1,411	593,543	630	1,651	0,854	1,079	0,658	5,298	5,717	0,141	0,085	0,597	0,187	3,161	à rénover
R219-R220	792,094	791,813	40	0,007	0,021	3,443	902,713	1000	4,517	0,762	1,055	0,574	5,751	6,066	0,344	0,076	0,569	0,169	3,272	à rénover
R220-R221	791,313	790,83	35,4	0,014	0,016	3,492	955,015	1000	3,942	0,886	1,080	0,617	5,020	5,421	0,349	0,089	0,584	0,178	2,933	à rénover
R221-R222	790,83	790,606	35,3	0,006	0,013	3,542	998,150	1000	3,554	0,997	1,098	0,748	4,525	4,969	0,354	0,100	0,622	0,204	2,813	à rénover
R222-R223	789,006	788,128	34,4	0,026	0,022	3,589	908,962	1000	4,623	0,776	1,071	0,548	5,886	6,304	0,359	0,078	0,557	0,163	3,281	à rénover
R223-R224	787,128	786,756	27,2	0,014	0,015	3,627	980,490	1000	3,817	0,950	1,087	0,593	4,860	5,282	0,363	0,095	0,576	0,173	2,801	à rénover

R224-R225	785,756	784,404	43,4	0,031	0,021	3,688	926,269	1000	4,517	0,817	1,088	0,601	5,751	6,258	0,369	0,082	0,579	0,175	3,329	à rénover
R225-R226	784,404	784,137	43,4	0,006	0,015	3,748	992,624	1000	3,817	0,982	1,089	0,608	4,860	5,293	0,375	0,098	0,581	0,176	2,826	à rénover
R226-R227	783,137	782,921	28,7	0,008	0,012	3,788	1039,163	1200	5,552	0,682	1,028	0,613	4,909	5,047	0,379	0,068	0,583	0,178	2,862	à rénover
R227-R228	782,321	779,321	90	0,033	0,021	3,914	947,149	1000	4,517	0,867	1,078	0,629	5,751	6,200	0,391	0,087	0,588	0,181	3,382	à rénover
R228-R121	779,321	778,821	39,2	0,013	0,016	3,968	1001,887	1200	6,411	0,619	1,029	0,659	5,669	5,834	0,397	0,062	0,597	0,187	3,385	à rénover
R217-R218	795,769	794,28	53,5	0,028	0,032	1,948	673,731	800	3,075	0,633	1,039	0,702	6,118	6,357	0,195	0,063	0,609	0,195	3,727	à rénover
R218-R219	792,28	792,094	19	0,010	0,025	1,976	709,500	800	2,718	0,727	1,058	0,499	5,407	5,721	0,198	0,073	0,531	0,150	2,874	à rénover
R92-R93	801,161	800,616	30,6	0,018	0,02	0,037	167,006	315	0,202	0,184	0,756	0,289	2,598	1,965	0,004	0,018	0,368	0,096	0,956	à rénover
R93-R94	800,616	799,875	32,2	0,023	0,025	0,077	209,726	315	0,226	0,339	0,902	0,400	2,905	2,622	0,008	0,034	0,465	0,125	1,352	à rénover
R94-R95	799,875	798,684	35,1	0,034	0,027	0,119	244,171	315	0,235	0,508	1,005	0,503	3,019	3,035	0,012	0,051	0,534	0,151	1,612	à rénover
R95-R96	798,684	797,67	37,2	0,027	0,029	0,165	271,848	315	0,244	0,676	1,030	0,599	3,129	3,221	0,016	0,068	0,578	0,174	1,809	à rénover
R96-R97	797,67	797,168	33,4	0,015	0,025	0,206	303,663	400	0,428	0,480	0,988	0,488	3,406	3,366	0,021	0,048	0,525	0,147	1,787	à rénover
R97-R98	797,168	796,423	32,7	0,023	0,023	0,246	329,661	400	0,411	0,598	1,018	0,553	3,267	3,326	0,025	0,060	0,560	0,164	1,829	à maintenir
R98-R99	796,423	795,433	58	0,017	0,022	0,316	365,544	400	0,402	0,788	1,078	0,669	3,196	3,444	0,032	0,079	0,600	0,189	1,917	à maintenir
R99-R100	795,433	794,484	28	0,034	0,027	0,350	365,569	400	0,445	0,788	1,078	0,669	3,540	3,817	0,035	0,079	0,600	0,189	2,124	à maintenir

R100-R101	794,484	793,508	28,3	0,034	0,029	0,385	373,642	400	0,461	0,835	1,086	0,699	3,669	3,983	0,038	0,084	0,608	0,195	2,232	à maintenir
R101-R102	793,508	792,414	30,1	0,036	0,035	0,422	373,236	400	0,506	0,833	1,081	0,697	4,031	4,358	0,042	0,083	0,608	0,194	2,450	à maintenir
R102-R103	792,414	791,483	27,5	0,034	0,032	0,455	390,615	500	0,878	0,518	1,011	0,509	4,472	4,523	0,046	0,052	0,537	0,153	2,402	à maintenir
R103-R104	791,483	790,828	28,1	0,023	0,026	0,490	417,334	500	0,791	0,619	1,024	0,564	4,031	4,129	0,049	0,062	0,565	0,167	2,277	à maintenir
R104-R105	790,828	790,199	35,8	0,018	0,023	0,533	440,948	500	0,744	0,716	1,051	0,624	3,791	3,985	0,053	0,072	0,586	0,180	2,224	à maintenir
R105-R106	790,199	789,273	35	0,026	0,026	0,576	443,559	500	0,791	0,728	1,055	0,631	4,031	4,252	0,058	0,073	0,589	0,181	2,373	à maintenir
R106-R107	789,273	788,587	30	0,023	0,023	0,613	464,484	500	0,744	0,823	1,081	0,691	3,791	4,100	0,061	0,082	0,606	0,193	2,298	à maintenir
R107-R108	788,587	788,076	29,8	0,017	0,021	0,649	482,803	500	0,711	0,912	1,089	0,745	3,623	3,946	0,065	0,091	0,621	0,204	2,249	à maintenir
R108-R109	788,076	787,7	18,7	0,020	0,021	0,672	489,101	500	0,711	0,944	1,091	0,504	3,623	3,951	0,067	0,094	0,534	0,151	1,936	à maintenir
R109-R110	787,7	787,246	30	0,015	0,02	0,708	503,516	630	1,286	0,551	1,019	0,527	4,124	4,201	0,071	0,055	0,547	0,157	2,256	à maintenir
R110-R111	787,246	786,438	48,7	0,017	0,02	0,768	518,959	630	1,286	0,597	1,018	0,552	4,124	4,197	0,077	0,060	0,559	0,164	2,307	à rénover
R111-R112	786,438	785,22	51,7	0,024	0,02	0,831	534,557	630	1,286	0,646	1,032	0,580	4,124	4,256	0,083	0,065	0,571	0,170	2,357	à rénover
R112-R113	785,22	783,927	36,45	0,035	0,03	0,875	505,207	630	1,575	0,556	1,021	0,529	5,051	5,157	0,088	0,056	0,548	0,158	2,770	à rénover
R113-R114	783,927	783,287	21,5	0,030	0,03	0,902	510,833	630	1,575	0,573	1,028	0,538	5,051	5,194	0,090	0,057	0,553	0,160	2,793	à rénover
R114-R115	783,287	781,617	87	0,019	0,025	1,008	551,131	630	1,437	0,701	1,056	0,614	4,611	4,872	0,101	0,070	0,583	0,178	2,690	à rénover

R115-R116	781,617	781,369	13,4	0,019	0,023	1,024	563,204	630	1,379	0,743	1,050	0,641	4,423	4,645	0,102	0,074	0,592	0,183	2,617	à rénover
R116-R117	781,369	780,789	37,5	0,015	0,021	1,070	582,362	630	1,317	0,812	1,086	0,459	4,226	4,588	0,107	0,081	0,506	0,139	2,139	à rénover
R117-R118	780,789	779,629	59,7	0,019	0,021	1,143	596,927	630	1,317	0,867	1,088	0,476	4,226	4,598	0,114	0,087	0,517	0,144	2,185	à rénover
R118-R119	779,629	778,955	37	0,018	0,021	1,188	605,664	630	1,317	0,902	0,936	0,486	4,226	3,956	0,119	0,090	0,524	0,146	2,213	à rénover
R119-R120	779,955	779,155	36,2	0,022	0,021	1,232	614,014	630	1,317	0,935	1,096	0,496	4,226	4,631	0,123	0,094	0,530	0,149	2,238	à rénover
R120-R121	779,155	778,821	52,6	0,006	0,016	1,296	658,557	800	2,174	0,596	1,029	0,471	4,326	4,452	0,130	0,060	0,514	0,143	2,224	à rénover
R121-R122	778,821	778,251	27,8	0,021	0,018	5,265	1089,582	1200	6,800	0,774	1,053	0,668	6,012	6,330	0,526	0,077	0,562	0,165	3,380	à rénover
R122-R123	777,251	776,509	43,6	0,017	0,019	1,431	661,745	800	2,369	0,604	1,018	0,605	4,714	4,799	0,143	0,060	0,580	0,176	2,736	à rénover
R123-R124	776,509	775,869	25,3	0,025	0,024	1,507	645,781	800	2,663	0,566	1,016	0,595	5,298	5,383	0,151	0,057	0,577	0,174	3,056	à rénover
R124-R125	775,869	775,375	35,7	0,014	0,017	1,614	706,886	800	2,241	0,720	1,051	0,684	4,459	4,688	0,161	0,072	0,604	0,192	2,694	à rénover
R125-R126	775,375	774,57	35,9	0,022	0,018	1,722	716,501	800	2,306	0,746	1,053	0,791	4,588	4,830	0,172	0,075	0,631	0,211	2,895	à rénover
R126-R127	774,57	773,98	23	0,026	0,024	1,791	688,956	800	2,663	0,672	1,032	0,751	5,298	5,468	0,179	0,067	0,622	0,205	3,298	à rénover
R127-R128	773,98	773,735	47,4	0,005	0,017	3,031	895,336	1000	4,064	0,746	1,053	0,676	5,174	5,447	0,303	0,075	0,602	0,190	3,114	à rénover
R625-R626	810,545	808,504	44,7	0,046	0,045	0,048	157,108	315	0,304	0,157	0,716	0,267	3,897	2,790	0,005	0,016	0,346	0,089	1,347	à rénover
R626-R627	808,504	807,165	32,9	0,041	0,045	0,083	193,210	315	0,304	0,272	0,857	0,354	3,897	3,341	0,008	0,027	0,429	0,113	1,670	à rénover

R627-R628	807,165	806,717	29,1	0,015	0,03	0,114	234,915	315	0,248	0,458	0,974	0,476	3,182	3,099	0,011	0,046	0,517	0,144	1,645	à rénover
R628-R629	806,717	805,81	32,1	0,028	0,03	0,148	259,266	315	0,248	0,596	1,014	0,253	3,182	3,226	0,015	0,060	0,559	0,164	1,779	à rénover
R629-R630	805,81	804,542	45,5	0,028	0,03	0,196	288,351	315	0,248	0,791	1,051	0,672	3,182	3,345	0,020	0,079	0,601	0,189	1,911	à rénover
R630-R631	804,542	802,258	57,1	0,040	0,035	0,257	309,972	400	0,506	0,507	1,005	0,503	4,031	4,051	0,026	0,051	0,534	0,151	2,151	à maintenir
R631-R632	802,258	800,42	48,3	0,038	0,037	0,308	328,475	400	0,521	0,592	1,020	0,549	4,144	4,225	0,031	0,059	0,558	0,163	2,313	à maintenir
R632-R633	800,42	798,801	68,7	0,024	0,025	0,382	382,898	400	0,428	0,891	1,085	0,733	3,406	3,696	0,038	0,089	1,131	0,201	3,853	à maintenir
R633-R634	798,801	797,724	47,2	0,023	0,023	0,432	407,401	500	0,744	0,580	1,018	0,543	3,791	3,860	0,043	0,058	0,555	0,161	2,104	à maintenir
R634-R635	797,724	796,137	50,3	0,032	0,026	0,485	415,985	500	0,791	0,613	1,025	0,561	4,031	4,133	0,049	0,061	0,563	0,166	2,271	à rénover
R635-R636	796,137	794,082	49,9	0,041	0,032	0,538	415,993	500	0,878	0,613	1,025	0,561	4,472	4,585	0,054	0,061	0,563	0,166	2,520	à rénover
R636-R637	794,082	792,48	66,9	0,024	0,024	0,610	459,983	500	0,760	0,802	1,081	0,678	3,873	4,187	0,061	0,080	0,603	0,191	2,334	à maintenir
R637-R638	792,48	791,48	42,9	0,023	0,022	0,655	480,388	500	0,728	0,900	1,091	0,743	3,708	4,047	0,066	0,090	0,619	0,202	2,295	à maintenir
R638-R639	791,48	790,354	37,6	0,030	0,025	0,695	479,554	500	0,776	0,896	1,085	0,733	3,953	4,289	0,070	0,090	0,618	0,202	2,444	à maintenir
R639-R640	790,354	789,257	35	0,031	0,027	0,733	482,027	500	0,807	0,908	1,091	0,743	4,108	4,482	0,073	0,091	1,140	0,203	2,683	à maintenir
R640-R641	789,257	788,635	36,3	0,017	0,023	0,771	506,407	630	1,379	0,559	1,013	0,531	4,423	4,479	0,077	0,056	0,549	0,158	2,430	à maintenir
R641-R642	788,635	787,317	16,5	0,080	0,031	0,789	482,904	630	1,601	0,493	0,996	0,495	5,135	5,115	0,079	0,049	0,529	0,149	2,716	à maintenir

R642- R643	787,317	785,798	85	0,018	0,021	0,879	541,079	630	1,317	0,667	1,037	0,593	4,226	4,384	0,088	0,067	0,576	0,173	2,435	à rénover
R643- R644	785,798	784,316	66,5	0,022	0,021	0,950	557,020	630	1,317	0,721	1,053	0,627	4,226	4,449	0,095	0,072	0,587	0,180	2,483	à rénover
R644- R645	784,316	782,257	37	0,056	0,029	0,990	532,357	630	1,548	0,639	1,020	0,576	4,967	5,066	0,099	0,064	0,570	0,169	2,830	à rénover
R645- R646	782,257	779,757	50,6	0,049	0,039	1,043	513,702	630	1,795	0,581	1,012	0,543	5,760	5,827	0,104	0,058	0,555	0,161	3,198	à rénover
R646- R647	779,757	778,621	51,3	0,022	0,027	1,098	561,001	630	1,494	0,735	1,051	0,636	4,792	5,039	0,110	0,074	0,590	0,182	2,828	à rénover
R647- R648	778,621	777,802	35,6	0,023	0,024	1,098	573,528	630	1,408	0,780	1,106	0,664	4,518	4,995	0,110	0,078	0,599	0,188	2,705	à rénover
R648- R649	777,802	776,893	12,8	0,071	0,03	1,098	550,027	630	1,575	0,697	1,035	0,612	5,051	5,230	0,110	0,070	0,583	0,177	2,943	à rénover
R649- R650	776,893	776,16	30,4	0,024	0,022	1,098	582,962	630	1,348	0,814	1,081	0,686	4,326	4,677	0,110	0,081	0,605	0,192	2,616	à rénover
R650- R651	776,16	775,44	43,7	0,016	0,021	1,098	588,069	630	1,317	0,833	1,081	0,698	4,226	4,570	0,110	0,083	0,608	0,194	2,570	à rénover
R651- R127	775,44	773,98	27,8	0,053	0,028	1,098	557,188	630	1,521	0,722	1,081	0,627	4,880	5,277	0,110	0,072	0,588	0,180	2,868	à rénover

**Annexe V:** Calcul hydraulique des collecteurs.

Avec :

Cam : côte de terrain naturel amont (m) ;

Cav : côte de terrain naturel aval (m) ;

Cam.r : côte projet amont (m) du terrain ;

Cav.r : côte projet aval (m) du terrain ;

L : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I: pente (m/m);

Ieq : pente équivalente (m/m) ;

Qpl: débit de tronçon (m<sup>3</sup>/s) ;

Qeu : débit d'eau usée (m<sup>3</sup>/s) ;

Qps: débit à pleine section (m<sup>3</sup>/s) ;

Vps : vitesse à pleine section (m/s) ;

Dexi: diamètre de conduite existante (mm) ;

Dcal: diamètre calculé (mm) ;

Dnor: diamètre normalisé (mm) ;

Rq : rapport des débits ;

Rq.min : rapport des débits en temps sec ;

Rh : rapport des hauteurs ;

Rh.min : rapport des hauteurs en temps sec ;

Rv : rapport des vitesses ;

Rv.min : rapport des vitesses en temps sec ;

h :hauteur de remplissage ( mm) ;

hmin :hauteur de remplissage en temps sec ( mm) ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

Vmin : vitesse de l'écoulement en temps sec(m/s) .

