

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR  
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏ ⵙⵓⵍⵉⵎⵉ ⵙⵓⵎⵓⵏ ⵙⵓⵎⵓⵏ ⵙⵓⵎⵓⵏ ⵙⵓⵎⵓⵏ

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT**

**THEME :**

**CONCEPTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE  
LA COMMUNE DE SIDI-ABDERRAHMANE  
(W.CHLEF)**

**Présenté par :**

**MAHIEDDINE KHADIDJA**

**Devant les membres du jury**

**Nom et Prénoms**

DJELLAB Mohamed  
BOUKHELIFA Mustapha  
DERNOUNI Youcef  
SALAH Boualem

**Grade**

M.C.A  
M.A.A  
M.A.A  
Professeur

**Qualité**

Président  
Examineur  
Examineur  
Promoteur

**Session Octobre 2020**

# *DEDICACES*

**J**e dédie ce modeste travail qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

**D'**abord à ma très chère mère, pour son amour, son aide et son soutien pendant ma vie scolaire.

**A** *mon très cher père*, pour ces conseils, son soutien matériels et moral pour réaliser et finir ce travail

**A** mes sœurs et mon frère

**A** toute ma famille sans particulier

**A** tous mes amis de l'ENSH

**JE** dédie ce modeste travail à tous ceux qui vont lire ce travail.

***KHADIDJA MAHIEDDINE***

# REMERCIEMENT

En termes de ce travail je tiens à remercier :

Mon père et ma mère pour leurs aides morale dans la réalisation de ce travail

Mon promoteur M<sup>r</sup> SALAH BOUALEM pour ces conseils et ces bonnes orientations.

Tous les enseignants de l'ENSH pour leurs contributions dans ma formation.

Tous mes amis pour leur encouragement

Je remercie en fin les membres de jurée qui auront à évaluer et apprécier cette mémoire de fin d'étude.

Merci

***KHADIDJA MAHIEDDINE***

## الملخص :

تواجه السواحل الجزائرية مشكل التلوث الناتجة عن تصريفات غير منضبطة وغير عقلانية تتمثل في تفريغ شبكات الصرف الصحي مباشرة وبدون خضوع للمعالجة في مياه البحر مما اضطرت وزارة البيئة الى وضع استراتيجية للحد من هذا المشكل .

تهدف هذه الدراسة الى تصميم شبكة الصرف الصحي الحضرية لهذا الغرض يقترح صرف المخلفات السائلة بطريقة مناسبة نحو نقاط التصريف ومعالجتها من اجل الحفاظ على البيئة.

## Résume :

Les cotes algériennes sont confrontées au problème de la pollution résultant des rejets incontrôlés et irrationnels que représente le rejet direct des réseaux d'assainissement et sans traitement en eau de mer, ce qui a contraint le ministère de l'environnement à concevoir une stratégie pour réduire ce problème.

Cette étude vise à concevoir les réseaux d'assainissement urbain à cet effet, il est suggéré que les déchets liquides soient évacués de manière appropriée vers les points de rejet après leur traitement, afin de préserver l'environnement.

## Abstract :

The Algerian coasts are facing the problem of pollution resulting from uncontrolled and irrational discharges represented in emptying the sewage networks directly and without undergoing treatment in seawater, which forced the Ministry of Environment to develop a strategy to reduce this problem. This study aims to design the urban sewage network for this purpose. It is suggested that the liquid wastes be discharged in an appropriate manner towards the disposal points and treated in order to preserve the environment.

# SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
<b>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</b>	
Introduction .....	2
I.1 Situation géographique.....	2
I.2 Aspects topographiques .....	3
I.3 Aspects géologiques .....	3
I.4 Occupation du sol prédominance du forêt.....	3
I.5 Situation sismique et tectonique des plaques .....	4
I.6 Situation climatique .....	4
I.7 Situation hydrique .....	4
I.7.1 Le réseau d'assainissement .....	4
I.7.2 Réseau d'eau potable .....	5
I.8 Analyse des études précédentes .....	5
I.8.1 Protection de SIDI ABDERRAHMANE contre les inondations .....	5
I.8.2 Etude S T E P SIDI ABDERRAHMANE .....	5
Conclusion.....	6
<b>Chapitre II : Etude hydrologique de la région</b>	
Introduction .....	7
II.1 Etude des précipitations .....	7
II.1.1 Les précipitations maximales journalières .....	8
II.2 Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement .....	9
II.3 Choix de la loi d'ajustement .....	11
II.4 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de ses adéquations .....	11
II.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL .....	11
II.4.1.1 Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL .....	11
II.4.1.2 Calcul de l'intensité de la pluie .....	14
II.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log normale) .....	14
II.4.3 Ajustement à la loi de GEV.....	16

II.4.3.1 Calcul de la valeur de l'intensité de pluie de courte durée et de période de retour 10 ans .....	18
II.5 Critère de choix de la loi d'ajustement .....	18
a) Test graphique.....	18
b) Interprétation des graphiques.....	18
c) Test d'adéquation de Khi-deux « $\chi^2$ » .....	18
d) Exploitation du modèle fréquentiel .....	19
Conclusion.....	20

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

Introduction .....	21
III.1 Population et scenario démographique .....	21
III.1.1 Estimation de la population .....	21
III.1.2 Estimation de population à l'horizon de 2050 .....	21
III.3 Conception du schéma directeur d'assainissement .....	21
III.3.1 Présentation de la variante maintenue (réseau unitaire avec trois secteurs séparés).....	21
III.4 Critères de choix .....	22
III.5 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement .....	23
III.5.1 Système unitaire .....	23
III.5.2 Système séparatif .....	23
III.5.3 Système pseudo- séparatif ... ..	24
III.6 Choix de la variante optimale .....	26
III.7 Choix du schéma d'évacuation .....	27
III.7.1 Schéma perpendiculaire .....	27
III.7.2 Schéma par déplacement latéral .....	27
III.7.3 Schéma transversal ou oblique .....	28
III.7.4 Schéma par zone étagée .....	28
III.7.5 Schéma radial .....	28
III.8 Evaluation du coefficient de ruissellement .....	29
III.8.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation .....	29

III.8.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population .....	30
III.8.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence .....	30
III.8.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces .....	31
III.9 Calcul de la population de chaque sous bassin .....	32
III.9.1 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total .....	32
III.9.2 Calcul de la densité partielle.....	33
III.9.3 Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin .....	33
Conclusion .....	34

### **Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer**

Introduction.....	35
IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées .....	35
IV.1.1 Généralité .....	35
IV.1.2 Origine et nature des eaux usées .....	35
a) Les eaux usées domestiques .....	35
b) Les eaux usées industrielles .....	36
c) Les eaux des services publics .....	36
d) Les eaux usées d'équipements .....	36
IV.1.3 Quantité des eaux à évacuer .....	37
IV.1.4 Estimation des débits d'eaux usées domestiques .....	37
IV.1.4.1 Evaluation du débit moyen journalier.....	37
IV.1.4.1.1 Evaluation des besoins en eau .....	37
a) Besoins domestiques .....	37
b) Besoins des équipements publics.....	38
c) Besoins commerciaux .....	39
IV.1.4.1.2 Débit moyen journalier ( $Q_{j\text{moy}}$ ) .....	39
IV.1.4.1.3 Débit maximal Journalier .....	39
IV.1.4.1.4 Débit de pointe .....	40
a) estimé de façon moyenne .....	40
b) relié à la position de la conduite dans le réseau .....	40

c) Calculé à partir du débit moyen journalier .....	40
IV.1.5 Densité de la population .....	41
IV.1.6 Débit spécifique ( $Q_s$ ) .....	41
IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales .....	41
IV.2.1 Généralité .....	41
IV.2.2 Méthode rationnelle .....	42
a) Validité de la méthode rationnelle .....	42
b) Critique de la méthode rationnelle.....	42
c) Les Hypothèses de La Méthode Rationnelle .....	42
d) Temps de concentration .....	43
e) Pente moyenne des sous bassins .....	43
f) Coefficient de correction ( $\alpha$ ) (min orateur) .....	44
IV.2.3 Méthode superficielle .....	44
a) Validité de la méthode superficielle .....	45
IV.2.4 Choix de la méthode de calcul .....	45
Conclusion.....	53

## **Chapitre V : Calcul hydraulique de système d'évacuation**

Introduction .....	54
V.1 Conception du réseau d'assainissement .....	54
V.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement .....	54
V.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement .....	54
V.2.2 Formules d'écoulement .....	55
V.2.3 Mode de calcul .....	57
Conclusion .....	66

## **Chapitre VI : Les éléments constitutifs du réseau d'égout.**

Introduction .....	67
VI.1 Les ouvrages principaux .....	67
VI.2 Canalisations.....	67
VI.2.1 Types De Canalisation .....	68



VI.2.1.1 Conduites en béton non armé .....	68
VI.2.1.2 Conduites en béton armé .....	68
VI.2.1.3 Conduites en amiante – ciment .....	69
VI.2.1.4 Conduite en fonte .....	69
VI.2.1.5 Conduites en grés .....	69
VI.2.1.6 Conduite en P.V.C .....	69
VI.2.1.7 Les conduites Ovoïdes.....	70
VI.2.2 Choix du type de canalisation à utiliser.....	70
VI.2.3 Les joints des conduites en béton arme .....	70
VI.2.4 Les différentes actions supportées par la conduite .....	73
a) Actions mécaniques .....	73
b) Actions statiques .....	73
c) Actions chimiques.....	73
VI.2.5 Protection des conduites .....	73
VI.2.6 Essais des tuyaux préfabriqués.....	74
a) Essai à l'écrasement .....	74
b) Essai à l'étanchéité.....	74
c) Essai de corrosion .....	74
VI.3 Les ouvrages annexes .....	75
VI.3.1 Les ouvrages normaux.....	75
VI.3.1.1 Les branchements.....	75
VI.3.1.2 Ouvrages des surfaces.....	76
VI.3.1.3 Les ouvrages d'accès au réseau (les regards).....	77
VI.3.2 Les ouvrages spéciaux.....	79
VI.3.2.1 Les déversoirs d'orage.....	79
VI.3.2.2 Emplacement des déversoirs d'orage .....	79
VI.3.2.3 Les types des déversoirs.....	80
a) Déversoir à seuil frontal .....	80
b) Déversoir à seuil latéral .....	80

VI.3.2.4 Dimensionnement des déversoirs d'orage .....	81
VI.4 Calcul et dimensionnement de la conduite de refoulement et de la station de pompage (relevage) .....	83
VI.4 .1 choix de l'emplacement de la station de relevage .....	83
VI.4.2 Calcul de la Station de pompage SR .....	84
VI.4.2.1 Calcul du débit (Q) arrivant à la station . .....	84
VI.4.2.2 Calcul du volume mort du réservoir .....	84
VI.4.2.3 Calcul du volume utile de la bache d'eau.....	84
VI.4.2.4 Détermination du diamètre de la conduite de refoulement de SR vers Le REGARD N°C43.....	85
VI.4.2. 5 Calcul des pertes de charges .....	85
VI.4.2.6 Calcul de la hauteur manométrique totale .....	85
VI.4.2.7 Les caractéristiques de la pompe sont .....	86
Conclusion.....	86

## **Chapitre VII : Dimensionnement de la station d'épuration (ouvrage annexes)**

Introduction.....	87
VII.1 Le choix du traitement biologique.....	87
VII.2 Description du procédé d'épuration biologique.....	87
VII.3 Rappel des données de base .....	89
VII.4 les procédés d'épuration.....	90
VII.4.1 Prétraitements .....	90
VII 4.1.1Degrilleur .....	90
VII 4.1.1.1 Dimensions du dégrilleur grossier .....	90
VII.4.1.1.2 Dimensions de la grille fine automatique .....	91
VII.4.1.2 dessableur – déshuileur .....	92
VII.4.1.2.1 Principe de fonctionnement .....	92
VII.4.1.2.2 Dimensionnement de l'ouvrage.....	93
VII.4.2 Traitement biologique .....	94
VII.4.2.1 Le bassin d'aération .....	94

VII.4.2.1.1 Principe de fonctionnement .....	94
a) Les charges .....	94
b) Rendement recherché.....	95
c) La masse de boues dans le bassin d'aération .....	95
d) Concentration de boues dans le bassin .....	95
VII.4.2.1.2 Dimensionnement de l'ouvrage .....	95
VII.4.2.1.3 Besoins théoriques en oxygène .....	97
VII.4.2.1.4 Bilan de boues .....	97
VII.4.2.1.5 Concentration des boues en excès .....	98
VII.4.2.1.6 Les boues recyclées .....	99
VII.4.2.1.7 Le taux de recyclage .....	99
VII.4.2.1.7 Le débit des boues recyclées .....	99
VII.4.3 Décanteur secondaire (clarificateur).....	99
VII.4.3.1 Principe de fonctionnement .....	99
VII.4.3.2 Dimensionnement de l'ouvrage.....	100
VII.4.4 Bassin de chloration .....	101
VII.4.4.1 Principe de fonctionnement .....	101
VII.4.1.2 Dimensionnement de l'ouvrage.....	101
VII.4.5 Epaississeur de boues .....	101
VII.4.5.1 Principe de fonctionnement .....	101
VII.4.6 Déshydratation .....	102
VII.4.7 Lit de séchage .....	103
VII.4.7.1 Principe de fonctionnement .....	103
VII.4.7.1 Dimensionnement de l'ouvrage.....	104
Conclusion .....	106

## **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

Introduction.....	107
VIII.1 Emplacement des canalisations .....	107
VIII.2 Exécution des travaux .....	107

VIII.3 Découpage de la couche végétale .....	107
VIII.4 Emplacement des jalons des piquets .....	108
VIII.5 Exécution des tranchées .....	108
VIII.6 Aménagement du lit de sable .....	108
VIII.7 Pose des canalisations en tranchées .....	109
VIII.8 Confection des joins .....	109
VIII.9 Réalisation des regards .....	109
VIII.10 Epreuve des canalisations et essais du réseau .....	109
VIII.11 Remblaiement des tranchées .....	110
VIII.12 Choix des engins .....	110
VIII.13 Devis quantitatif et estimatif .....	110
VIII.14.1 Détermination des différents volumes .....	111
a) Volume de la couche végétale .....	111
b) Volume des déblais des tranchées .....	111
c) Volume du lit du sable .....	111
d) Volume occupé par les conduites .....	111
e) Volume du remblai .....	111
f) Volume excédentaire .....	111
VIII.15 Calcul du devis quantitatif et estimatif du projet.....	113
Conclusion.....	114
Conclusion général.....	115

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 surfaces agricole de la commune de SIDI ABDERRAHMANE .....	3
Tableau I.2 état des rejets d'assainissement de chaque agglomération (2008).....	4

### Chapitre II : Etude hydrologique de la région

Tableau II.1 précipitation totale mensuelle (1989-2018).....	8
Tableau II.2 précipitation maximale journalière (1989-2018).....	9
Tableau II.3 les coordonnées de Lambert.....	10
Tableau II .4 résultats de l'ajustement .....	12
Tableau II.5 Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran) .....	13
Tableau II.6 Calcul des Quantiles par la méthode de Gumbel.....	14
Tableau II.7 Résultat de l'ajustement à la loi de Galton (hyfran).....	15
Tableau II 8 résultat de l'ajustement à la loi GEV (hyfran) .....	17
Tableau II.9 Paramètres de test de Khi-deux « $\chi^2$ » .....	19

### Chapitre III : Calcul de base

Tableau III 1 Estimation de population.....	21
Tableau III.2 Les particularités des différents systèmes .....	25
Tableau III.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation....	30
Tableau III.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population.....	30
Tableau III.5 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone .....	31
Tableau III.6 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée .....	31
Tableau III.7 Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin ....	33
Tableau III.8 Détermination du nombre d'habitants Pour chaque sous bassin .....	33

### Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

Tableau IV.1 les besoins des équipements publique .....	38
Tableau IV. 2 les besoins commerciaux.....	39
Tableau récapitulatif IV .3 .....	41
Tableau IV.4 : estimation des débits eaux usées et pluviales (sous bassin ).....	46

### Chapitre V : Calcul hydraulique de système d'évacuation

Tableau V.1 $\delta$ en fonction de la nature des parois.....	56
Tableau VI.2 Dimensionnement de collecteur principal.....	59

## **Chapitre VI :Les éléments constitutifs du réseau d'égout**

Tableau VI.1 Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé en fonction du diamètre.....	68
Tableau VI.2 dimensions possible du regard borgne .....	76
Tableau VI.3 dimensionnement des déversoirs d'orage projetés.....	83
Tableau VI.4 Résultats de calcul des pertes de charge .....	85

## **Chapitre VII : dimensionnement de la station d'épuration (ouvrage annexe)**

Tableau VII.1 les données La base de dimensionnement de la station d'épuration.....	89
Tableau VII.2 la vitesse de sédimentation de quelques matériaux .....	92
Tableau récapitulatif VII.3 .....	105

## **chapitre VIII: Organisation de chantier**

VIII.1 Calcul du devis quantitatif et estimatif du projet.....	113
--	-----

## **Liste des figures**

### **Chapitre I : Présentation de la zone d'étude**

Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Sidi Abderrahmane.....2

### **Chapitre II : Etude hydrologique de la région**

Figure II.1 : Ajustement graphique à la loi de GUMBEL.....13

Figure II.2 : Ajustement graphique à la loi de Galton.....16

Figure II.3 : Ajustement graphique à la loi de GEV.....17

Figure II.4 : comparaison entre les trois lois d'ajustement (GEV, Galton,Gumbel)19

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

La figure III.1 : représente le système d'évacuation unitaire.....26

### **Chapitre VI :Les éléments constitutifs du réseau d'égout**

Figure VI.1 : Joint mécanique.....71

Figure VI.2 : Divers joints sur tuyau en béton.....72

Figure VI.3 Déversoir classique à seuil latéral.....81

## **Liste des planches**

Planche N°1 : PLAN DE SITUATION

Planche N°2 : PLAN DE MASSE

Planche N°3 : PLAN DE RESEAU

Planche N°4 : PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL (PARTIE 1)

Planche N°5 : PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL (PARTIE 02)

Planche N°6 : PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL (PARTIE 03)

Planche N°7 : DETAIL DES ELEMENT DU RESEAU D'EGOUTS



## **Liste des annexes**

Annexe N°1 : abaque N°1

Annexe N°2 : abaque N°2

Annexe N°3 :schema de la station d'épuration

## INTRODUCTION GENERALE

De nos jours, la pollution gagne du terrain, le littoral algérien n'est pas totalement propre, il pose le problème de la pollution, les eaux usées domestiques et industrielles sont considérées la principale cause d'impureté de la cote algérienne. Lorsque des centaines de collecteurs des eaux usées non traitées se déversent dans la grande bleu, la mer est devenue ainsi une décharge à ciel ouvert. la commune de Sidi Abderrahmane c'est l'un de ces cas.

Avec le développement de l'urbanisation et de l'industrialisation, ainsi que l'évolution des modes de consommation, les rejets d'eaux usées ont considérablement évolués en quantité et en qualité lorsque les eaux usées ne sont pas traitées, les cours d'eau sont dépassés dans leur capacité naturelle d'épuration et se retrouvent pollués.

Aujourd'hui l'assainissement est une des obligations des communes .Cela passe par l'élaboration d'un système d'assainissement qui permet de faire l'état des lieux du réseau existant et de préconiser des travaux afin d'optimiser son fonctionnement à moyen et long terme.

L'assainissement répond à différents objectifs :

- Evacuer les eaux usées et pluviales le plus loin et le plus rapidement possible pour les raisons sanitaires.
- Diminuer la fréquence des inondations.

Il permet de faire un bilan général de la situation actuelle et future du territoire face à la capacité du milieu récepteur .C'est également l'occasion de poser la réflexion sur le type d'assainissement (collectif ou nom) à mettre en place en fonction des secteurs.

C'est aussi une façon d'évaluer la politique d'assainissement menée jusqu'alors et de la réorienter au besoin en terme de priorités et d'adapter les règle de bonne gestions (surveillances, contrôles branchement, auto surveillance réseau,...).

Le centre de Sidi Abderrahmane connu un développement considérable, tout le réseau d'assainissement rejette les eaux usées vers la mer sans aucun traitement ce qui causes des dégâts considérables à l'environnement, pour face cette situation la commune de Sidi Abderrahmane avec ses services techniques ont proposé le projet de l'étude du système d'assainissement pour assainir la commune dans les normes technique en vigueur et pour l'unification des rejets dans lesquels les eaux usées seront acheminées directement vers la station d'épuration projetée.

# Chapitre I

## **PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

## Introduction :

La présente étude est élaborée dans le cadre de l'étude du système d'assainissement de la commune de Sidi Abderrahmane à partir des données prises de différents organismes qui permettront de mieux connaître la zone d'étude par ses contraintes environnementales et économiques ; ainsi qu'une reconnaissance du terrain d'après les données ou nous avons pu établir un réseau d'assainissement.

### I.1 Situation géographique :

La commune de Sidi Abderrahmane est située au nord-ouest de la wilaya de Chlef, et aux bords de la mer méditerranéenne, et au niveau de la RN 11. Elle s'étend sur une superficie de 72.9 km<sup>2</sup>.

Sidi Abderrahmane est distante de 78 km du chef-lieu de wilaya.

Elle est limitée :

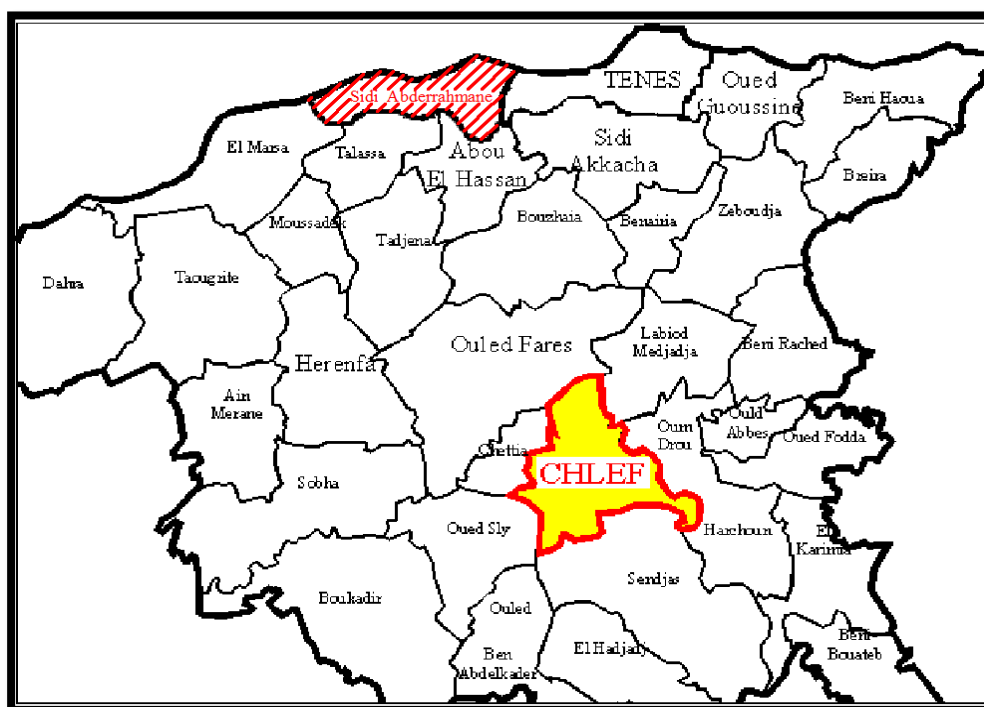
Au nord par la mer méditerranée (limite géographique)

A l'est par la commune de Ténès, (limite géographique)

A l'ouest par la commune d'Elmarsa.

Au sud par les communes de Talassa et Abou El Hassen.

La commune comprend une agglomération chef-lieu (Sidi Abderrahmane), deux (02) agglomérations secondaires (Dramla et Taghzoult)



Source :[bureau d'étude en hydraulique]

Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Sidi Abderrahmane

## I.2 Aspects topographiques :

Au vu de la massivité des reliefs dans le territoire de la commune, la partie la plus utile est circonscrite au littoral mais en bande très localisées et étroite ou bien sur les terrasses des oueds ou certains replats ont permis l'installation humaine.

A fortiori, les terrains dont les pentes sont supérieures à 25% sont à soustraire de toute possibilité d'urbanisation du fait de leur vulnérabilité aux irrégularités des précipitations et à l'érosion en cas de couverture végétale insuffisante.

Les terrains dont les pentes sont inférieures à 3% sont également à soustraire de l'urbanisation, du fait qu'ils sont surtout localisés sur les rivages et sur les bordures de la mer.

## I.3 Aspects géologiques :

Les éléments d'analyse nous ont permis d'observer une prédominance de roches dures, matérialisées par des poudings grès, et les marnes consolidées. Les roches tendres représentées par les dépôts quaternaires. Les argiles et les marnes bleues sont relativement peu étendues.

Le reste des roches tendres est généralement présent sur les reliefs à forte déclivité, d'où leur exposition a une érosion intense en cas de violentes précipitations et de défrichement.

Il est à noter la présence d'un phénomène de glissement de terrains dans la partie Sud de l'agglomération.

Ces phénomènes sont étroitement liés à l'aspect tectonique de la zone et par conséquent à l'aléa sismique de toute la zone d'étude.

## I.4 Occupation du sol prédominance du forêt :

La surface agricole totale représente uniquement (1262ha), soit (17.31 %) de la superficie totale de la commune (7290ha), par conséquent, la surface agricole utile représente seulement (940ha), soit (12.89 %) de la superficie totale.

**Tableau I.1** : surfaces agricole de la commune de Sidi Abderrahmane :

Commune	Superficie agricole utile	Superficie agricole totale
Sidi Abderrahmane	940ha	1262ha

Source [ANAT]

### I.5 Situation sismique et tectonique des plaques :

La commune de Sidi Abderrahmane est classé en zone III degré de sismicité élevé :

- Faille de l'abattoir
- Faille off-shore (mer méditerranée)
- Autres failles moins importantes mais qui peuvent être actives

### I.6 Situation climatique :

La commune de Sidi Abderrahmane est caractérisée par un climat méditerranéen plus au moins régulier, avec un hiver court, froid et pluvieux et un été chaud et sec, les fortes précipitations sont enregistrées entre les mois de Novembre et Mars.

**Tableau I.2 :** état des rejets d'assainissement de chaque agglomération (2008)

Dispersion	Population	Volume distribué m <sup>3</sup> /j	Volume rejeté m <sup>3</sup> /j	Lieu de rejet	Installation a pollution
Sidi Abderrahmane	2927	280	224	La mer	Poste de relevage
Dramla	983	83.16	66.52	La mer	B.décantation
Taghzoult	428	83.16	66.52	La mer	B.Décantation
totale	4338	446.32	357.04	-	-

Source : [ANAT]

### I.7 Situation hydrique :

#### I.7.1 Le réseau d'assainissement :

Actuellement la commune de Sidi Abderrahmane est desservi par un réseau d'assainissement de type pseudo séparatif qui se développe sur une longueur de 10452 m.

L'ACL de la commune est raccordé au réseau d'assainissement. Néanmoins il est nécessaire de mentionner l'état des réseaux actuels de la commune.

La commune de Sidi Abderrahmane et ces différents quartiers (Hay MAAMRI, Hay BENOUNA BEKHOUKHA,) est collecté par une canalisation principale entre  $\varnothing$  300 mm et  $\varnothing$  1000mm en BA.

Le débit des eaux usées est acheminé vers les deux poste de relèvement existant.

La commune de Sidi Abderrahmane est menée par deux stations de relevage et un bassin de décantation

Lors de notre investigation sur terrain à niveau de Sidi Abderrahmane, nous avons découvert que cette dernière possède 09 rejets.

### **I.7.2 Réseau d'eau potable :**

Les besoins en eau potable de toute agglomération est évalué sur la base d'une dotation hydrique et l'accroissement de la population pour couvrir les besoins nécessaires à la consommation en tenant compte des variations de débit .la ressource hydrique actuellement mobilisée par commune est assurée principalement par des forages ou des ressources et notamment le plus grand débit important parvient du transfert du barrage de Sidi Yâakoub qui couvre théoriquement 80% des besoins de la population plus 4l/s source TAGHZOULT.

La capacité totale des réservoirs de la commune de Sidi Abderrahmane est de 850.00 m<sup>3</sup>/j repartis respectivement : 2 R : 200+100 réservoirs m<sup>3</sup> alimentent le chef-lieu de la commune de Sidi Abderrahmane (300 m<sup>3</sup> : alimentant les réservoirs de volumes 100m<sup>3</sup> et 200 m<sup>3</sup>) . Ces réservoirs sont alimentés par un autre réservoir de volume 250 m<sup>3</sup>.

Le réseau d'AEP dans la totalité est maillée avec des conduites en PVC leurs diamètres varient entre  $\varnothing 50$  et  $\varnothing 160$  mm La conduite d'amenée qui relie le réseau de distribution au réservoir est en PVC  $\varnothing 110$ mm.

### **I.8 Analyse des études précédentes :**

#### **I.8.1 Protection de Sidi Abderrahmane contre les inondations :**

L'objectif été de protégé les habitants contre les inondations provoqué par Oued SEFAH. Pour cela plusieurs ouvrages ont été réalisés pour canaliser les débits de crue :

- Réalisation d'un mur de protection en Béton Armé au niveau de Hay Mamméri d'une longueur L=165m et une hauteur H=4.00m, ce mur aura le rôle de freiner le phénomène d'érosion et stabiliser les berges de OUED SEFAH et éviter les glissements du terrain.
- Réaliser une protection en gabion au niveau de méandre.
- Réalisations des canaux en Béton Armée de forme trapézoïdale (L=492.00m ; L=272.00m) afin de l'intercepteur les eaux pluviales et les drainées vers leur rejet naturelle.

#### **I.8.2 Etude S T E P Sidi Abderrahmane:**

L'objectif de l'étude est la protection d'un système des eaux usées de la commune de Sidi Abderrahmane.

La station est situé à la coté oust de la commune de sidi Abderrahmane (El monkar l'Ahmar) élevé de 19.00m para port au niveau de la mer.

**Conclusion :**

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, ainsi que la situation hydrique et Analyse des études précédentes. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet qui consiste à l'étude d'Assainissement de la dite agglomération.



# Chapitre II

## **ETUDE HYDROLOGIQUE DE LA REGION**

**Introduction :**

L'étude hydrologique est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. Pour une étude hydrologique, qui a pour but le dimensionnement d'un réseau de collecte et d'évacuation des eaux pluviales, nous sommes contraint de passer par certaines étapes qui seront illustrées ultérieurement. A cette fin, nous définissons les notions et termes suivant :

- Les petites pluies : Les petites pluies sont généralement caractérisées par des précipitations comprises entre les averses orageuses et les bruines dont la hauteur d'eau sont très faibles et n'entraînent pas de ruissellement, c'est la caractéristique essentielle des petites pluies.
- Les averses : Elles sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique ; la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée.

**II.1 Etude des précipitations :**

Pour l'étude de précipitations en assainissement nous avons besoin d'une série comportant les précipitations maximales journalières pour une période la plus longue possible.

Pour cette station nous disposons d'une série de données comportant les maximums journaliers et les totaux des précipitations mensuelles et pour 30 ans d'observation. Les valeurs de cette série sont reportées dans les tableaux II.1 et II.2

**Tableau II.1** : précipitation totale mensuelle (1989-2018).

	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout
1989	35,5	24,2	38	15,4	106	0	46	94,7	36	0	8,5	0
1990	10,8	60,8	95,6	85,8	49	56,4	110	1,5	34	38,6	1,2	0
1991	1,2	58,7	60,4	9,3	70,2	28,5	81,5	31	64	36,4	0	0
1992	0	13,1	21,7	61,5	13,5	0	9,5	63,2	10	0	0	0
1993	10,6	41,3	60,6	20	111	44	2,8	36,6	10	0	0	0
1994	33,9	127,	58,8	40	60	74,5	80	15,1	0	6,4	0	63,2
1995	56,5	13,8	75,6	57,8	34,5	107	61	52,5	10	7,8	6,5	0
1996	27,1	16	6,7	30,9	43,3	9,5	1,8	131,	7,9	0	1	0
1997	16,2	30,3	83,5	11	7,2	17,5	58,1	53,3	90	0	0	1,4
1998	35,3	8,2	31,7	27	148	94,7	23,1	0	0	8,2	0	2,7
1999	27,3	15,6	151	155,8	26,8	1,1	5,9	13,3	45	0,3	0	0
2000	95,0	91,6	30,7	8,1	32,7	20,7	0	17	14	0	0	0
2001	13,8	2,4	82,5	76,5	15,5	5,8	80,4	42,2	39	1,9	1,3	2,9
2002	0	16,5	34,7	21	88,1	68,5	7,7	53	41	2,6	0	2,5
2003	4,2	24,3	73,1	66,6	20,4	18,4	23,5	59,5	74	4	0	0
2004	0,2	43,5	57,8	134,8	18,1	100,0	68,1	11,1	2,60	0	0	0
2005	19,0	23,3	95,3	97,2	75,7	84,6	17,9	15,4	109	4,1	0	1,3
2006	10,0	3,2	9,2	267,3	14,4	52,6	5,7	106,	1,7	0	1,2	1,9
2007	36,4	82,8	214	33,8	23,2	29,6	41,5	4,9	77	25,2	8,9	0
2008	27,8	36,7	151	81,1	83,6	13	44	49	7,7	0	0	5,2
2009	31,7	0	51,3	86	90,5	85	86	48,5	32	2,5	0,5	31,5
2010	23,0	112,	104	49,5	68,5	102	21	102,	76	0,5	1,5	0
2011	6	23,5	131,	52,5	34,5	130,1	22	32	5	0	0	0
2012	0	75	176,	10	59,5	86	17,1	123	58	1,5	5,5	3,5
2013	5,1	34	111,	69	44,5	39,5	104,		22	28,5	0	0
2014	27,6	28,5	70	83,5	4	120	54	0	8	0	0	0
2015	13,5	42	107	0	49	104,5	143	56	1	5	0	0
2016	2	12	168	95,5	166,	16	23	6,6	0	18	0	1
2017	13	63	56,5	106	46	129,5	75	87	26	39	0	0
2018	33	103	114,	43	84	12	38,5	43	5,5	0	6,5	6

Source : [ANRH Blida]

**II.1.1 Les précipitations maximales journalières :**

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donné.

**Tableau II.2** : précipitation maximale journalière (1989-2018)

	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	$\rho_{jmax}$
1989	20,6	24,2	20,8	6,8	30,7	0	27,2	55	15,5	0	7,5	0	55
1990	6,5	22,8	34	24,5	13,2	15,7	53	1,5	18,2	23,4	1,2	0	34
1991	1,2	42	29,8	7,8	43,2	22,3	23	14,2	47,3	25	0	0	47.3
1992	0	5,6	10,2	21,3	10,5	0	3,8	24	10,4	0	0	0	24
1993	6,4	21	12,3	10	68,5	12	2,8	19,2	10	0	0	0	68.5
1994	27,5	76,3	43,8	15,8	21	44,5	25	10,3	0	3,2	0	51,2	76.3
1995	43,8	8	37	35,2	10,3	21	20,5	20,5	7,3	7,8	6,5	0	43.8
1996	14,3	8,8	3,7	12,4	23,3	6,3	1,8	48,5	4,3	0	1	0	48.5
1997	7,2	23,7	25,8	10	4,8	7,7	43,8	41	24	0	0	1,4	43.8
1998	15	3,1	14,9	13,7	60,6	22,3	8	0	0	5,5	0	2,7	60.6
1999	21,3	7,7	40	34,4	17	1,1	4,4	6,2	44,7	0,3	0	0	44.7
2000	92	67,5	11,3	3	10,5	8	0	9	12	0	0	0	92
2001	13,1	2,4	48,6	25,5	11,5	3	40,1	18,7	26	1,9	1,3	2,5	48.6
2002	0	10,8	12,4	18,7	18	16,4	4,6	23	29,5	2,6	0	2,5	29.5
2003	2,5	8,3	32,1	21,4	10	6,1	12,5	35,9	34,9	3,2	0	0	35.9
2004	0,2	15,4	23,7	32,2	5,9	30,3	22,9	5,4	1,3	0	0	0	32.2
2005	14,3	9,4	32,9	35,2	17,2	20,7	14	11,5	62,5	3,8	0	1,3	62.5
2006	5,6	2,7	4,5	46,6	8	24,2	1,7	27,2	1,7	0	1,2	1,4	46.6
2007	24,8	25	78,3	14,2	8	15,9	16	4,3	33,4	12,8	3,4	0	78.3
2008	20	17,8	33,2	21	21,8	7,3	13	18	6,5	0	0	3,8	33.2
2009	18,7	0	35	30	26	29	35	33	21	2,5	0,5	25	35
2010	11,5	32,5	25,6	11	20,5	60	10,5	50	23,9	0,5	1,5	0	60
2011	4	8	42,5	22	15,5	21,1	10,5	14	5	0	0	0	42.5
2012	0	28	105	3	25,5	29	5,5	83	40	1,5	5,5	2	105
2013	2,4	33	25	18	19	15	30,5		22	19,5	0	0	33
2014	14	14	14,5	27	2	29	46	0	3	0	0	0	46
2015	6,5	20	44,5	0	20	54	48	36	1	5	0	0	54
2016	2	10	37	27,5	49	10	13	6	0	18	0	1	49
2017	13	53	21	39	17	34	21	32	14	35	0	0	53
2018	13	31	30	36	27	7	13	23	4	0	5	2,5	36

Source : [ANRH Blida]

**II.2 Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement :**

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à calculer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitation mensuelle et maximale journalière, de la période de 1989 – 2018 soit 30 année.

Dans une première étape nous avons choisit la station de Sidi Abderrahmane avec les coordonnées de Lambert :

**Tableau II.3** : les coordonnées de Lambert

Code	x	Y
020205	376.8	359

Source [ANRH Blida]

Les paramètres à déduire de cette série sont :

- ❖ La somme des précipitations maximales journalières durant 30 ans d'observation :

$$\sum_{i=1}^N X_i = 1518.8 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

$X_i$  : Précipitation maximale journalière de l'année i

- ❖ La moyenne des précipitations maximales journalière :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} = \frac{1518.8}{30} = 50.63 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

$\bar{X}$  : Moyenne des précipitations maximales journalières

$X_i$  : Précipitation maximale journalière de l'année i

N : le nombre d'années d'observation (N = 30 ans)

- ❖ L'écart type «  $\sigma_x$  » :

Pour  $N \leq 30$  ans on a :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} = 18.65 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

- ❖ Coefficient de variation : (« Cv ») :

$$Cv = \frac{\sigma}{\bar{X}} = \frac{18.65}{50.63} = 0.37 \quad \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

- ❖ L'exposant climatique :

Selon les études régionales de ANRH on a  $b=0.41$

**II.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.

Ces critères de choix d’une loi sont liés à un ajustement graphique d’abord et ensuite à un test de dispersion.

L’allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d’accepter ou rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement). [1]

Vu que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, la série pluviométrique obéit à une loi dissymétrique, les trois généralement utilisées sont :

- la loi de GUMBEL
- la loi de GALTON
- GEV

Pour faciliter le travail, l’ajustement sera traité par le logiciel « Hyfran »

**II.4 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de ses adéquations :**

**II.4.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :**

Cette loi à une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots \text{(II.5)}$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{X-x_0}{\alpha} = -\ln [-\ln (F(x))] \dots\dots\dots \text{(II.6)}$$

Avec :

**Y** : variable réduite de Gumbel

**x<sub>0</sub>, α** : paramètres d’ajustement de la loi de Gumbel.

**α** : paramètre de l’échelle (α>0) appelé aussi « gradex ».

**x<sub>0</sub>** : paramétré de position.

**X** : variable étudié ‘P<sub>max,j</sub>’

**II.4.1.1 Calcul des paramètres d’ajustement de la loi de GUMBEL :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$X = \left(\frac{1}{a}\right) * Y + X_0 \dots\dots\dots \text{(II.7)}$$

Avec :

$\frac{1}{a}$  : La pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) * \sigma_x \dots\dots\dots \text{(II.8)}$$

$$\frac{1}{a} = 0.78 * 18.65 = 14.55$$

$x_0$  : l'ordonnée à l'origine

$\bar{Y}$ :Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$X_0 = \bar{X} - \left(\frac{1}{a}\right) \bar{Y} \quad \dots\dots\dots (\text{II.9})$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^N Y_i}{N} = 0.568 \text{ mm}$$

$$X_0 = 50.63 - (14.55) X (0.568) = 42.37$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$X = 14.55y + 42.37$$

$$P_{\max,j} (p \%) = 14.55 y + 42.37 \quad \dots\dots\dots (\text{II.10})$$

Coefficient de corrélation :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum (X_i - \bar{X})^2 \sum (Y_i - \bar{Y})^2}} = 0.991 \quad \dots\dots\dots (\text{II.11})$$

Le tracé de la droite est sur papier GUMBEL à l'aide du logiciel (Hyfran).

On voit que  $r = 0.991 > 0.8$ , donc la corrélation est bonne entre la variable réduite de GUMBEL et les précipitations maximales journalières.

Les résultats de l'ajustement par la méthode du maximum de vraisemblance sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II .4** : résultats de l'ajustement :

Nombre de données	30
$\bar{X}$	50.63
$\sigma x$	18.65
$X_0$	42.37
A	14.5

L'ajustement est fait par le logiciel Hyfran, la technique du maximum de vraisemblance est sélectionnée pour le calcul des paramètres d'ajustement.

**Tableau II.5** : Résultat de l’ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran) :

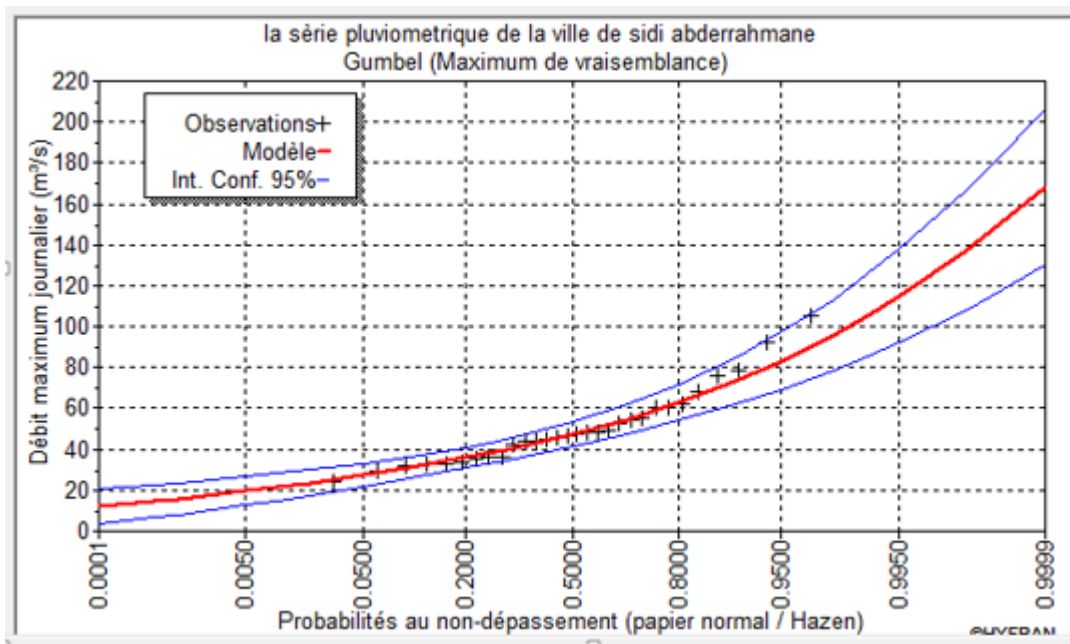
T	Fréquence au non dépassement Q	Valeur théorique $X_T$ (mm)	Ecart-type	intervalle de confiance
100	0.99	105	10.3	85.2 – 126
50	0.98	95.8	8.96	78.3 – 113
20	0.95	83.1	7.18	69.0 – 97.2
10	0.90	73.2	5.85	61.7 – 84.7
5	0.80	62.9	4.54	54.0 – 71.8

Avec :

T : période de retour

Q : probabilité au non dépassement

$X_t$  : précipitation maximale journalière (mm)



**Figure II.1** : Ajustement graphique à la loi de GUMBEL



**II.4.1.2 Calcul de l'intensité de la pluie :**

**Tableau II.6 :** Calcul des Quantiles par la méthode de Gumbel

T	Fréquence	P max	intervalle de confiance	Alpha	u
10	0.9	73.2	61.7 – 84.7	14.55	42.38

On a la formule suivante de MONTANARI :

$$I_{t(15min)}(P\%) = I_{24}(P\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots \text{(II.12)}$$

Où :

$I_t$  (15 min) (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

$I_{24}$  (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

t : durée de l'averse en heure,  $t=0.25h=15$  min pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région ( $b=0.41$ ), il est donnée par l'A.N.R.H

Pour l'estimation de notre intensité, nous n'admissions qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min, peut-être la valeur optimale

Nous aurons donc :

$$I_{15 \text{ min}}(P\%) = I_{24}(90\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24}(90\%)}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

D'après la loi de **GUMBEL** :

$$I_{15min}(90\%) = \left(\frac{73.2}{24}\right) \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.41-1} = 45.065\text{mm/h}$$

$$I_{15min}(90\%)=45.065 \text{ mm/h}$$

**II.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log normale) :**

La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots \text{(II.13)}$$

$F(x)$  : Fréquence au non dépassement.

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma \ln(x)} \dots\dots\dots \text{(II.14)}$$

Avec :

x : variable étudiée (Pmax, j).

ln(x) : la moyenne des logarithmes de la variable x

σln(x) : l'écart-type des logarithmes de la variable x.

L'expression de quantile est alors :  $\ln(x)=u \sigma_{\ln(x)}+\ln(x)$

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi-normale, nous avons utilisés le logiciel Hyfran.

Dans notre calcul, nous avons optés pour la méthode du maximum de vraisemblance, et la fréquence choisit et celle de hazen.

Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)}= 0.33 \qquad \ln(\bar{x})= 3.87$$

U<sub>p%</sub> : Variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10% ; U<sub>p%</sub>= 1,429

L'équation de la droite de Galton s'écrit ainsi :

$$P_{\max,j (p\%)}= e^{(\ln x+u(p\%)*\sigma_{\ln})} \dots\dots\dots (\text{II.15})$$

$$P_{\max,j (p\%)}= e^{(3.87+u(p\%)*0.33)}$$

**Tableau II.7 :** Calcul des Quantiles par la méthode de Galton

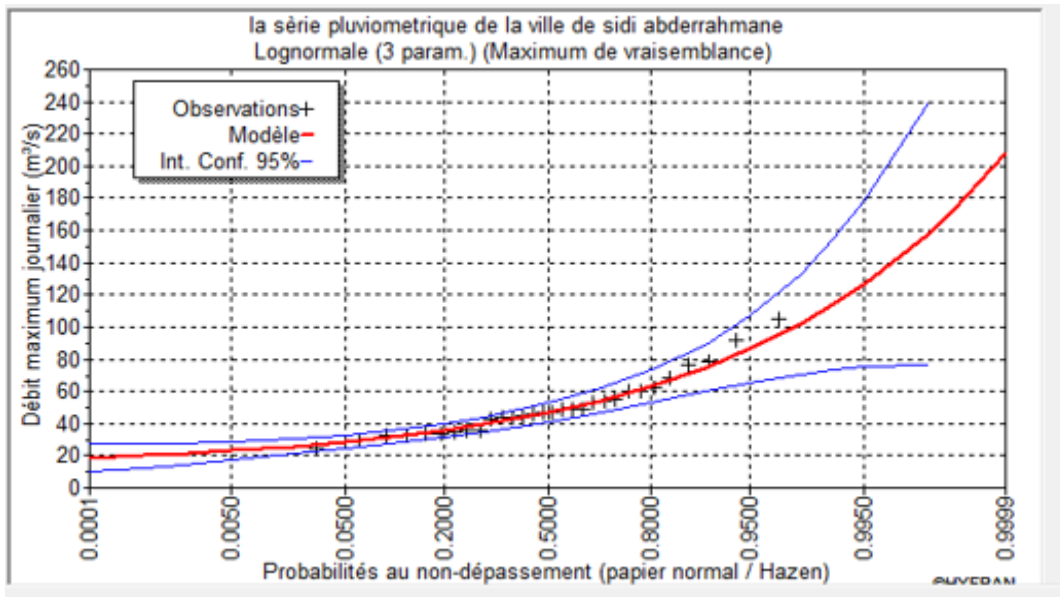
T	Fréquence au non dépassement Q	Valeur théorique X <sub>T</sub> (mm)	Ecart-type	intervalle de confiance
100	0.99	114	20.6	73.6-154
50	0.9800	13 102	15.8	70.8-133
20	0.9500	86.2	10.5	65.6-107
10	0.90000	74.7	7.38	60.2-89.2
5	0.800	63.1	5.02	53.3-73

Avec :

T : période de retour

Q : probabilité au non dépassement

X<sub>t</sub> : précipitation maximale journalière (mm)



**Figure II.2 :** Ajustement graphique à la loi de Galton

De la même manière que précédemment, calculons l'intensité pour une averse de 15min et une fréquence de 10% en appliquant la formule de MONTANARI :

$$I_{0.25,10\%} = \left(\frac{74.7}{24}\right) \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.41-1} = 45.99 \text{ mm/h}$$

$$I_{15\text{min}(10\%)} = 45.99 \text{ mm/h}$$

**II.4.3 Ajustement à la loi de GEV :**

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots \text{(II.16)}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[ 1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \dots\dots\dots \text{(II.17)}$$

Avec :

x: variable étudiée ( $P_{\text{max},j}$ ).

u: Paramètre de position

$\alpha$ : Paramètre de dispersion ( $\alpha > 0$ ).

k: Paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes

L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \dots\dots\dots \text{(II.18)}$$

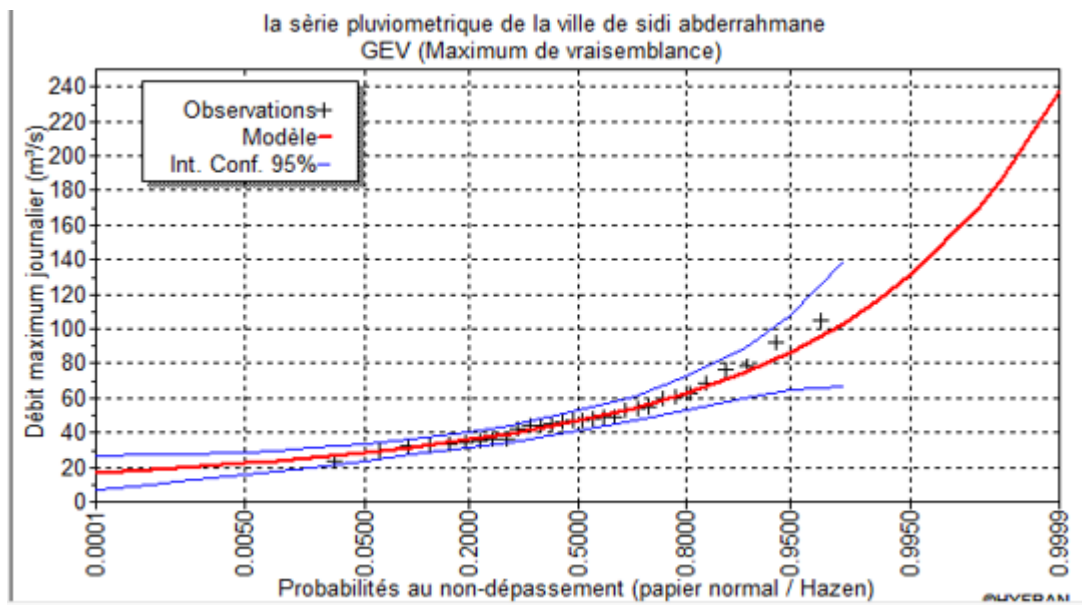
Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$u=41.838 \text{ mm} ; \quad \alpha=12.7884 ; \quad k= -0.101954$$

Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé

**Tableau II 8** : résultat de l'ajustement à la loi GEV (hyfran) :

T	Fréquence au non dépassement Q	Valeur théorique X <sub>T</sub> (mm)	Ecart-type	intervalle de confiance
100	0.9900	117	26.1	ND
50	0.9800	103	18.5	66.8-139
20	0.9500	86.2	11.2	64.3-108
10	0.9000	74.2	7.38	59.7-88.7
5	0.8000	62.6	4.92	52.9-72.2



**Figure II.3** : Ajustement graphique à la loi de GEV

**II.4.3.1 Calcul de la valeur de l'intensité de pluie de courte durée et de période de retour 10 ans :**

D'après la formule de Montanari, l'intensité de pluie de durée t et de période de retour p% est donnée par la relation suivante :

$$I_{0.25(p\%)} = I_{24(p\%)} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (II.19)$$

$$I_{0.25(10\%)} = \left(\frac{74.2}{24}\right) \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.41-1}$$

$$I=45.68\text{mm/h}$$

### II.5 Critère de choix de la loi d'ajustement :

Lorsque nous avons 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.

#### b) Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II.1, II.2 et II.3, on remarque que :

- l'adéquation de la loi Gumbel et GEV est bonne, l'ajustement est bon Donc les deux lois son adéquates
- L'ajustement graphique à la loi de Galton est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

#### c) Test d'adéquation de Khi-deux « $\chi^2$ » :

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de  $\chi^2$ . Il est donné pour un seuil de signification (risque)  $\alpha=5\%$  et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

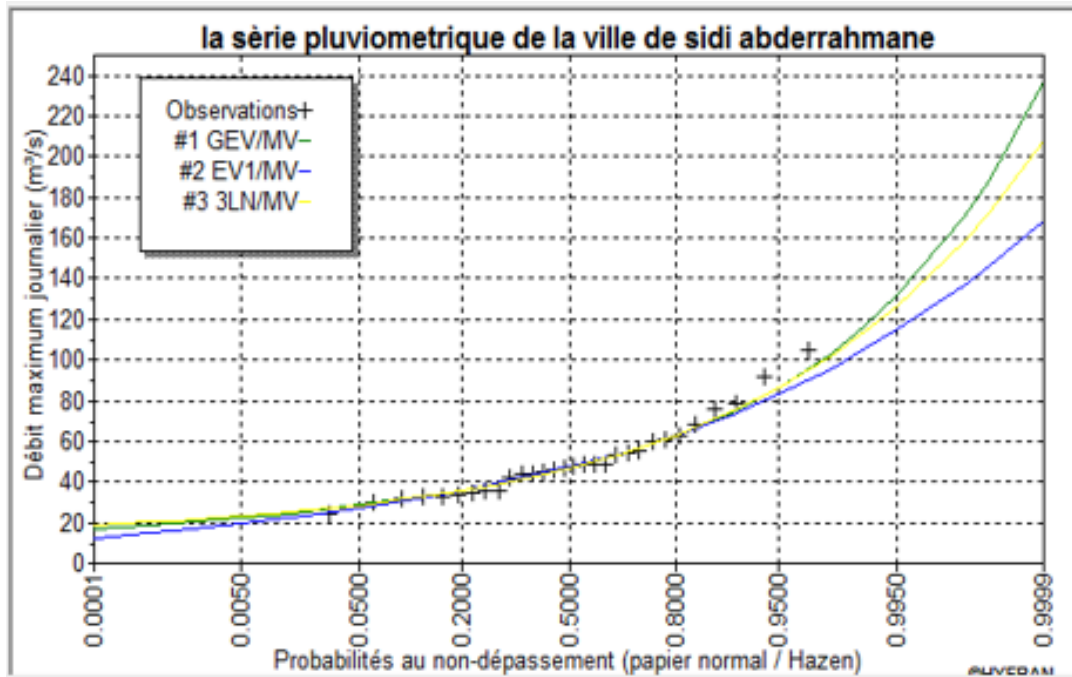
D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés comme suit :

**Tableau II.9 :** Paramètres de test de Khi-deux «  $\chi^2$  » :

loi d'ajustement	nombre de paramètre m	degré de liberté	$\chi^2$	$\chi^2$ théorique	observation
Gumbel	2	4	3.13	12,59	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$ → Condition vérifiée
Galton	3	3	2.67	12,59	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$ → Condition vérifiée
GEV	3	3	3.13	12,59	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$ → Condition vérifiée

$X^2$  calculé <  $X^2$  théorique : l'adéquation de la loi est bonne donc l'ajustement est bon  
Donc les trois lois sont adéquates.

**d) Exploitation du modèle fréquentiel :**



**Figure II.4 :** comparaison entre les trois lois d'ajustement (GEV, Galton, Gumbel)

**Commentaire :** d'après la figure précédente, visuellement la série s'ajuste mieux à la loi de LOGNORMAL, donc a choisi cette dernière.

**Conclusion :**

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous aide à déterminer l'intensité moyenne de précipitation.

D'après la loi de LOGNORMAL qui est la meilleure loi d'ajustement de précipitation maximale journalière, il a été conclu la valeur  $p_{15min}(10\%) = 45.99 \text{ mm/h}$

Pour le dimensionnement optimal de notre réseau il convient de retenir la valeur donnée par la loi de LOGNORMAL qui est  $p_{15min}(10\%) = 45.99 \text{ mm/h}$ . d'où nous déterminerons la valeur de l'intensité pluviale qui est tout simplement un débit spécifique.

$$I = \frac{45.99 \cdot 10000}{3600} = 127.75 \text{ l/s.ha}$$

$$I = 127.75 \text{ l/s.ha}$$

# Chapitre III

## **CALCUL DE BASE**



## Introduction

L'évaluation de débit rejeté par une agglomération est en fonction de consommation des habitants, de leurs habitudes et pratiques et de la nature de la zone d'étude. Pour cela nous devons estimer la population en question sur un horizon futur qui assure le fonctionnement de réseau à long terme.

### III.1 Population et scenario démographique :

#### III.1.1 Estimation de la population :

Le nombre d'habitants totaux de la commune de Sidi Abderrahmane d'après le dernier recensement effectué en 2008 atteint 4338 habitants.

Le taux d'accroissement est prise égal à 1.5%.

Pour l'évaluation des populations à cours, moyen et long terme nous avons utilisés une méthode plus simple qui prend en considération les projections de population.

Cette méthode repose sur la relation suivante :

$$P_H = P_0 (1 + \alpha)^n \quad \dots\dots\dots \text{(III.1)}$$

$P_H$  :Population projetée à l'année 2050

$P_0$  :Population de référence(2020),  $P_0 = 5187$ hab

$\alpha$  : Taux d'accroissement pris égal à 1.50%.

$n$  : Période de saturation du projet (n=30ans).

#### III.1.2 Estimation de population à l'horizon de 2050 :

**Tableau III 1** : Estimation de population

Anées	2020	2030	2040	2050
Population(hab)	5187	6020	6986	8108

La population à l'horizon 2050 sera :  **$P_H = 8108 \text{ hab}$**

### III.3 Conception du schéma directeur d'assainissement

#### III.3.1 Présentation de la variante maintenue (réseau unitaire avec trois secteurs séparés) :

Cette variante de type unitaire avec une conception qui consiste à sectoriser le périmètre urbain de la ville de sidi Abderrahmane en trois entités principales, et chaque secteur aura sans propre réseau séparé des autres réseaux,

Le premier secteur concerne Hay Maameri et la partie Nord du chef-lieu, cette zone est limitée au nord par le bord de la mer, au sud par la RN11, à l'Est par oued Essafah et à l'Ouest par Oued Kherichfa,

Un réseau d'assainissement draine les eaux usées et les eaux pluviales vers la station de relevage situé au côté Ouest du chef-lieu

Le Deuxième secteur concerne la partie sud de la ville limitée par la RN11 au nord et les limites urbaines au sud, le réseau d'assainissement de type unitaire acheminent les eaux usées de cette zone gravitairement vers la station de relevage

Le troisième secteur concerne le nouveau quartier de Hay Benouna Bekhoukha situé à la partie sud-ouest de l'ACL, c'est un ensemble d'habitations individuels groupés, le réseau d'assainissement acheminent les eaux usées gravitairement vers le regard de dissipation avant d'atteindre la STEP projetée.

#### **-Avantages de la variante :**

L'objectif de cette variante est de réduire les profondeurs des regards et les diamètres des conduites, ainsi que la sectorisation de l'ACL facilitent la gestion du réseau et chaque partie de la ville possèdent son propre réseau indépendamment des autres quartiers

### **III.4 Critères de choix**

Le choix entre le système d'assainissement résulte de plusieurs critères, nous citons :

- Les données naturelles du site (pluviométrie, topographie...);
- Les données relatives aux agglomérations existantes (nature et importance de l'agglomération et installations existantes);
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération;
- Coûts d'investissement initial;
- Coût d'exploitation (entretien et personnel);
- Fiabilité et simplicité des solutions et sécurité de fonctionnement.
  - La faisabilité technique d'une variante indique la mesure de sûreté qu'une technique précise répond aux attentes.
  - La faisabilité sociale indique dans quelle mesure une variante est acceptable pour les acteurs sociaux, à court, moyen et long terme.
  - Difficultés d'exécution;
- Acceptation par les autorités et la population;
- Risques de nuisances vis-à-vis de l'environnement (odeurs, bruits des stations, etc.); nous parlons ici des effets sur l'environnement directement liés aux activités d'assainissement, et ce tout au long du processus. Le total des effets environnementaux est défini sur base des aspects suivants :
  - L'impact sur la santé publique pour les utilisateurs des terrains concernés et riverains;

- L'impact sur la qualité du sol, de l'eau souterraine, de l'eau de surface et de l'air ;
- L'impact sur le système hydrogéologique existant avant assainissement ;
- o Mode d'élimination des polluants.
- o Potentiel de pollution avant et après l'assainissement.
- o Respect des principes de l'assainissement (prévention à la source, durée des effets).
- o Energie consommée pour les mesures d'assainissement, le transport et l'élimination des déchets.
- o Le coût des mesures d'assainissement elles-mêmes (planification, élaboration du projet, mise en place des infrastructures, réalisation des travaux). nous parlons aussi des coûts directement liés aux activités d'assainissement, comptés à partir du moment décisionnel et durant l'ensemble du processus d'assainissement.

### III.5. 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, et accessoirement de poste de pompage pour refouler les eaux vers les collecteurs. Habituellement, nous considérons trois catégories de systèmes d'évacuation, soit :

- L'égout combiné ou unitaire.
- L'égout pseudo séparatif.
- L'égout séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial.

#### 1) Système unitaire :

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite. Ce système nécessite des ouvrages d'égout et station d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement. [2]

#### 2) Système séparatif :

Ce système comprend deux réseaux :

- un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.
- un réseau pour évacuer les eaux d'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas la plus part du temps. Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes. Ce réseau ne demande pas de grandes pentes vu que les sections ne sont pas trop importantes.

Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel. [03]

### **3) Système pseudo- séparatif :**

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

L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature

L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. Nous recoupons ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

On propose le tableau III.2 qui récapitule les particularités de chaque système

**Tableau : III.2** : Les particularités des différents systèmes :

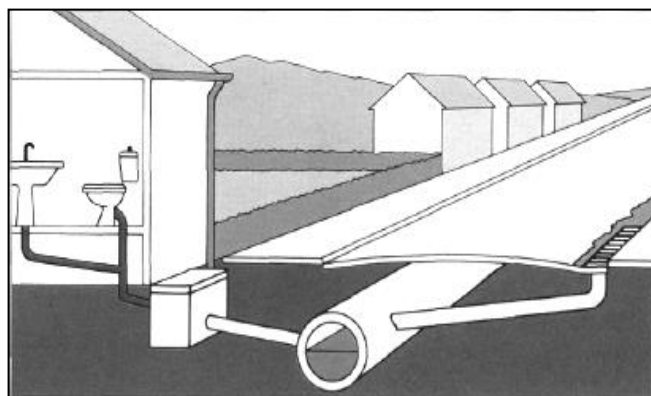
Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> <li>- milieu récepteur éloigné des points de collecte</li> <li>- topographie à faible relief</li> <li>- débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-conception simple</li> <li>- encombrement réduit du sous-sol</li> <li>-à priori économique</li> <li>- pas de risque d'inversion de branchement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- débit à la STEP très variable</li> <li>- la dilution des eaux usées est variable</li> <li>- apport de sable important à la station d'épuration</li> <li>- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage</li> <li>-difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.</li> </ul>
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> <li>-petites et moyennes agglomérations ;</li> <li>- extension des villes ;</li> <li>- faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- diminution des sections des collecteurs</li> <li>-exploitation plus facile de la STEP</li> <li>- meilleure nature préservé</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> </ul>
Pseudo séparatif	<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>- Le problème des faux branchements est éliminé.</li> <li>- Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heure de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est 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>

### III.6 Choix de la variante optimale :

La création des réseaux d'assainissement modernes répond à deux objectifs :  
évacuer

Les eaux le plus loin et le plus rapidement possible des centres villes pour des raisons sanitaires et diminuer la fréquence des inondations. Pour cela, et d'un point de vue technique, et d'après les critères cités auparavant ; l'étude du schéma directeur d'assainissement du chef-lieu de la commune de Sidi Abderrahmane nous avons menés à choisir cette **variante** c.-à-d. réseau unitaire avec sectorisation du chef-lieu, pour les raisons suivantes

- Elle est extrêmement simple, car l'écoulement des eaux est conçu de manière gravitaire.
- Elle répond aux objectifs, dans une certaine mesure ; de lutte contre les inondations, la protection de la santé publique, et faire disparaître le problème des déchets liquides.
- Faisabilité, efficacité et simplicité de cette variante et sécurité de fonctionnement.
- Opportunité des mesures pour des contrôles d'efficacité à long terme (surveillance et suivi)
- S'assurer qu'il est possible de réagir comme il convient lorsque survient un événement imprévu, afin d'empêcher toute nouvelle atteinte nuisible à l'environnement.
- Créé un milieu plus propre, avec un climat plus confiant.
- Facilité la gestion du réseau
- Possibilité d'intervenir sur un point du réseau sans gêner la fiabilité du réseau dans les autres quartiers.



Réseau unitaire

**La figure III.01** : représente systèmes d'évacuation unitaire

### III.7 Choix du schéma d'évacuation :

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

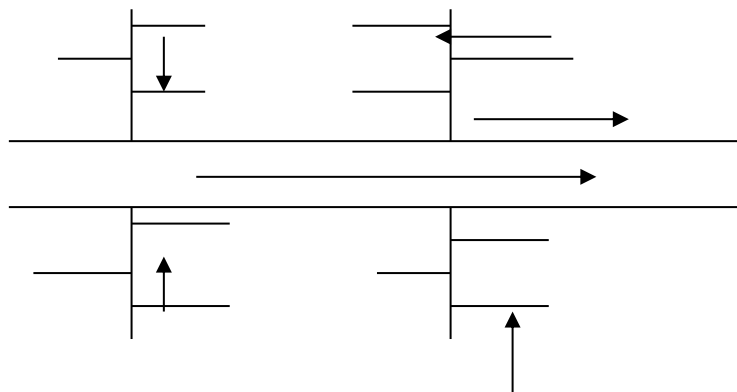
- La topographie du terrain ou toutes dispositions étant prises
- La répartition géographique des habitants.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- L'emplacement de la station d'épuration.

Parmi les schémas d'évacuation, nous distinguons :

#### III.7.1 Schéma perpendiculaire :

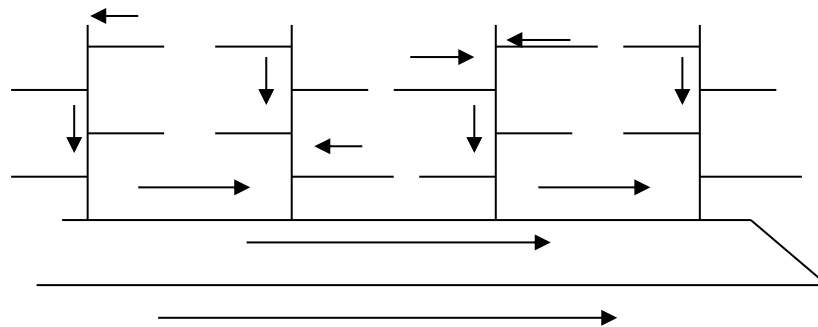
Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement qui est prévue. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs par rapport au cours nous distinguons :

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



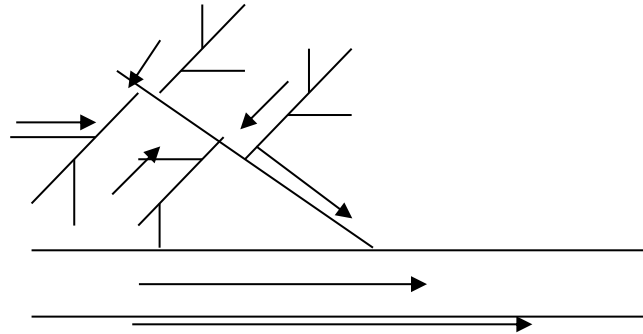
#### III.7.2 Schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement, les eaux y sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.



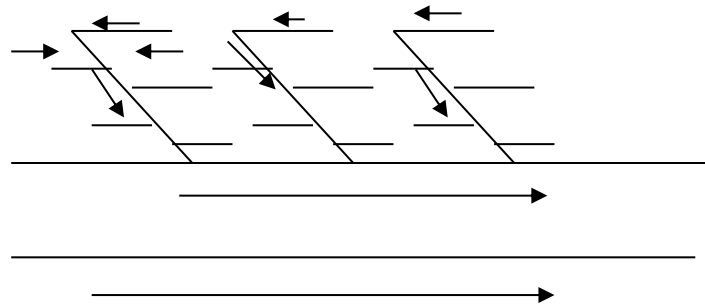
**III.7.3 Schéma transversal ou oblique :**

Ce schéma 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.



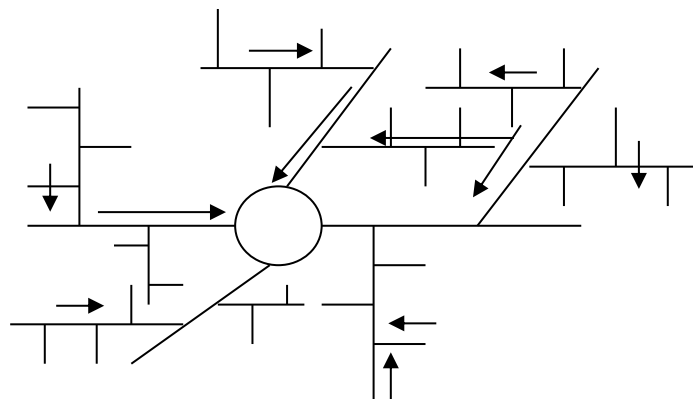
**III.7.4 Schéma par zone étagée :**

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement, les eaux y sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.



**III.7.5 Schéma radial :**

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération. [3]





**Remarque :**

Dans notre projet nous avons choisi le Schéma par déplacement latéral

**III.8 Evaluation du coefficient de ruissellement :**

L'action des précipitations commence par le mouillage en surface correspondant à environ 0.5mm de pluie qui ne traduit pas d'écoulement. Dès que la pluie tombée dépasse le seuil de mouillage 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 le bassin considéré. Ce coefficient à la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soit aussi homogène que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné.

Sa valeur qui varie entre (0.05 à 1), dépend de plusieurs facteurs tel que :

- La nature du sol ;
- La pente du terrain ;
- Le mode d'occupation du sol ;
- La densité de la population ;
- La durée de pluie ;
- L'humidité de l'air ;

**III.8.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation****Tableau III.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

**III.8.2. Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :****Tableau III.4** : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (hab / ha)	Coefficient de ruissellement (Cr)
20	0.23
30 – 80	0.20 – 0.27
60 – 150	0.25 – 0.34
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.60 – 0.62
300 – 400	0.60 – 0.80
400 – 600	0.70 – 0.90

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

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

**II.8.4. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :****Tableau III.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

**Remarque :**

Pour notre étude nous va choisir le coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence (type d'occupation du sol)

**III.9 Calcul de la population de chaque sous bassin :**

A défaut de connaître le nombre exacte du nombre d'habitant de chaque sous bassin, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- nous estimons le coefficient de ruissellement.
- nous calculons le coefficient de ruissellement pondéré total
- nous calculons la densité partielle de chaque sous bassin.
- nous déduisons le nombre d'habitant de chaque sous bassin.

**III.9.1 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :**

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

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A_t} \quad \dots\dots\dots(\text{III.2})$$

Avec :

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

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

$A_i$  : Surface élémentaire de chaque sous bassin (ha) ;

$A_t$  : Surface totale de la zone urbanisée (ha) ;

Application numérique :  $C_{rp} = \frac{0.692*27.66+0.612*30.4+0.745*13.38}{27.66+30.4+13.38} = 0.668$

$$C_{rp} \approx 0.7$$

**III.9.2 Calcul de la densité partielle :**

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

$$D_i = \frac{P}{A_t} \quad \dots\dots\dots(\text{III.3})$$

Avec :

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

$P$  : Population globale à l'horizon de calcul ( $P=8108$  hab) ;

$A_t$  : Surface totale de la zone urbanisée,  $A_t = 71.44$ ha.

**III.9.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :**

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad \dots\dots\dots(\text{III.4})$$

Avec :

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

$P_i$  : Population partielle du sou bassin considéré.

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

**Tableau III.7 :** Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

N° SB	Surface du sous bassin $A_i$ (ha)	Coefficient de ruissellement ( $C_{ri}$ )
1	27.6587	0.692
2	30.3968	0,612
3	13.3845	0,745

Par la suite, nous aboutissons à évaluer le nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous **(III.4)** :

**Tableau III.8 :** Détermination du nombre d'habitants Pour chaque sous bassin :

N° SB	$A_i$ (ha)	$C_{ri}$	$A_i \cdot C_{ri}$	$D_i$ (hab/ha)	Nbre d'hab.
1	27.6587	0,692	19.14	293.13	3139
2	30.3968	0,612	18.602	266.74	3450
3	13.3845	0,745	9.97	605.78	1519
Total	71.44	--	47.712	--	8108

**Conclusion :**

Pour notre agglomération nous avons fixé les choix suivants :

- l'horizon de calcul a été fixé à **2050**, soit une population future de **8108 habitants**.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- suite au découpage de la zone urbaine, il a été déduit (**3**) sous bassins le coefficient de ruissellement a été déterminé selon l'occupation du sol.

# Chapitre IV

## **ÉVALUATION DES DEBITS A EVACUER**

## **Introduction**

Le système de canalisation en Assainissement quel que soit sa nature projetée au niveau d'une zone rurale, urbaine ou industrielle ; permet d'évaluer :

- Les eaux pluviales en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement ;
- Les eaux usées (eaux vannes, ménagères,...etc.) provenant des habitations appelées également eaux d'origine domestique ;
- Les eaux usées provenant des industries, services publics,...etc.

Le mode de transport de ces eaux est en fonction de leur origine, et leur composition en matières. De ce fait ; elles peuvent être transportées séparément d'après leur nature, ou mélangées dans le même transit, c'est-à-dire en système unique.

Pour l'agglomération de Sidi Abderrahmane le système choisi est le système unitaire donc, il faut maîtriser le dimensionnement des débits d'eaux usées et pluviales c'est le but principal de ce chapitre.

### **IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées :**

#### **IV.1.1 Généralité :**

L'eau potable distribuée pour la consommation aux agglomérations n'est pas totalement consommée elle est utilisée après réduction avec des pertes d'environ de 15% à 30%

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (eaux provenant des habitations et lieux d'activités).

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies, mauvaises odeurs et des insectes, il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr, D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

#### **IV.1.2 Origine et nature des eaux usées :**

Les eaux usées rejetées sont d'origine domestique et des services public, ce sont les eaux de consommation après usage, ces eaux sont constituées de :

- matières en suspension (décantable et non décantable).
- matières colloïdales.
- matières dissoutes.

##### **a) Les eaux usées domestiques :**

Les eaux de ménage trouvent leur origine dans les centres d'agglomération.

Les eaux doivent être collectées d'une façon adéquate du milieu naturel et évacuées à travers le réseau ; parmi ces eaux, nous distinguons :



- Les eaux vannes.
- Les eaux de vaisselle, de lavage, de bain et douche.
- Les eaux des cours.

Ces eaux sont évacuées à travers des canalisations à normes respectées.

**b) Les eaux usées industrielles :**

Représentent l'ensemble des eaux qui proviennent de l'activité industrielle .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques et huiles qui attaques les collecteurs et ralentir les vitesses des eaux usées, alors dans ce cas il faut faire une analyse qualitative et quantitative et même augmenter la pente pour éviter l'attaque contre les collecteurs et une rapproche pour les regards pour ne laisse pas le temps au H<sub>2</sub>S transformer au gaz de le dégager par les regards.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1. Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
2. Procédé de fabrication utilisé ;
3. Taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

**c) Les eaux des services publics :**

Les eaux de lavage des espaces publics sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire, les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques,

**d) Les eaux usées d'équipements :**

Nous appellons équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

**IV.1.3 Quantité des eaux à évacuer :**

D'une manière générale les débits seront évalués sur la base de la consommation d'eau potable par la population de l'agglomération dont 80% de cette eau doit être rejetée nous devons donc déterminer deux valeurs du débit :

- Le débit de pointe qui rentre dans le dimensionnement des collecteurs.
- Le débit minimum qui permet d'apprécier la capacité d'auto curage.

**IV.1.4 Estimation des débits d'eaux usées domestiques :**

La dotation est définie comme étant la quantité d'eau que doit utiliser l'être humain pour satisfaire ses différents besoins

Pour l'agglomération de Sidi Abderrahmane ; la dotation domestique est de l'ordre de

**150 L/J/hab.**(d'après Bureau d'étude hydraulique ), et l'eau usée rejetée est de **80 %** de la consommation totale.

**IV.1.4.1 Evaluation du débit moyen journalier****IV.1.4.1.1 Evaluation des besoins en eau :****a)Besoins domestiques :**

Si la dotation  $D = 150/l/j/Hab.$

Les besoins domestiques sont donnés par :

$$B_1 = (P_h \times D) / 1000. \quad \dots\dots\dots(IV.1)$$

$$B_1 = (8108 \times 150) / 1000 = 1216.2 \text{ m}^3/j \quad B_1 = 1216.2 \text{ m}^3/j$$

**b) Besoins des équipements publique:****Tableau IV.1** : les besoins des équipements publics :

Désignations	Nombre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Ecole primaire (01existant, 02projete)	3	élèves	1050	35	36.75
C E M (01existant, 01projete)	2	Elèves	640	35	22.4
Centre de sente (01existant)	1	patient	40	50	2
Clinique (projeté)	1	patient	40	50	2
Poste (01existant)	1	employée	25	30	0.75
Stade (01existant)	1	M <sup>2</sup>	7639	50	3,82
complexe de sport (projeté)	1	sportif	500	25	12.5
Siège APC (existant)	1	employés	50	20	1
Mosquée (existant)	3	fidèle	900	50	45
Maison de jeune (projeté)	1	adhèrent	100	10	1
Bibliothèque (existant)	1	employés	100	15	1.5
Police communale (existant)	1	employés	100	80	8
Boulangerie (existant)	1	Local	3	100	0,3
Gendarmerie (existant)	1	employés	100	80	8
conservationdes foret (existant)	1	employés	100	10	1
<b>TOTAL</b>					146.02

$$B2 = 146.02 \text{ m}^3/\text{j}$$

**c) Besoins commerciaux :**

**Tableau IV. 2 :** les besoins commerciaux :

Désignations	Nombre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Café	3	client	150	50	7.5
Restaurant	2	client	150	100	15
Hamмам	1	client	100	150	15
Totale					37.5

$$B_3 = 37.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

Récapitulatif :

- Besoins domestique :  $B_1 = 1216.2 \text{ m}^3/\text{j}$
- Besoins des équipements :  $B_2 = 146.02 \text{ m}^3/\text{j}$
- besoins commerciaux :  $B_3 = 37.50 \text{ m}^3/\text{j}$

Les besoins totaux sont :  $B = B_1 + B_2 + B_3$

$$B = 1399.72 \text{ m}^3/\text{j}$$

**IV.1.4.1.2 Débit moyen journalier ( $Q_{\text{moy}}^j$ ) :**

Il résulte des besoins en eau potable tout en tenant compte des fuites dans le réseau et du gaspillage pratiqué. Pour pallier à cet inconvénient nous adoptons une majoration de 15 %.

$$Q_{\text{moy}}^j = 1,15 \times B = 1,15 \times 1399.72 \dots\dots\dots \text{(IV.2)}$$

$$Q_{\text{moy}}^j = 1609.678 \text{ m}^3/\text{j}$$

**IV.1.4.1.3 Débit maximal Journalier :**

$$Q_{\text{max}}^j = K_j \times Q_{\text{moy}}^j \text{ (m}^3/\text{j)} \dots\dots\dots \text{(IV.3)}$$

$K_j$  : Coefficient journalier tenant compte des variations de la consommation pendant la journée.

Nous prenons  $K_j = 1,20$

$$Q_{\text{max}}^j = 1,20 \times Q_{\text{moy}}^j = 1,20 \times 1609.678 = 1931.6136 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{moy}}^j = 1931.6136 \text{ m}^3/\text{j}$$

**IV.1.4.1.4 Débit de pointe :**

C'est le débit correspondant à l'heure de la forte demande en eau pendant la journée.

$$Q_p = K_p \times Q_{\text{moy}}^j \text{ (m}^3/\text{j)} \quad \dots\dots \text{ (IV.4)}$$

**K<sub>p</sub>** : coefficient de pointe

Pour estimer le coefficient de pointe **K<sub>p</sub>** nous avons plusieurs méthodes, parmi lesquelles :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville.
- Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen.

**a) estimé de façon moyenne :**

$$K_p = 24/14 = 1,714 ;$$

$$K_p = 24/10 = 2,4 ;$$

**b) relié à la position de la conduite dans le réseau :**

$$K_p = 3 \quad \text{en tête du réseau ;}$$

$$K_p = 2 \quad \text{à proximité de l'exutoire ;}$$

**c) Calculé à partir du débit moyen journalier :**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} \quad \text{Si } Q_{\text{moy},j} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad \dots\dots \text{ (IV.5)}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moy},j} < 2.8 \text{ l/s}$$

**Remarque :**

Pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe  $k_p$  est estimée à partir du débit moyen, selon la relation **(IV.5)**

Les débits d'eaux usées et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau IV.4

$$Q_p = K_p \times Q_{\text{moy}} = 2,08 \times 1609.3678 \text{ m}^3/\text{j} = 3348.13 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_p = 3348.13 \text{ m}^3/\text{j} = 38.75 \text{ l/s}$$

$$Q_p = 38.75 \text{ l/s}$$

Nous considérons que le débit des eaux usées à évacuer est égal au débit de pointe du coefficient 0,80 appelé coefficient de rejet.

**Tableau récapitulatif IV .3 :**

HORIZONS	2050
Débits de pointes (l/s)	38,75
Coefficient de rejets	0,8
Débits évacué (l/s)	31.001

$$Q_{eu}=31.001 \text{ l/s}$$

Le calcul du débit des eaux usées sera fait pour chaque tronçon.

#### IV.1.5 Densité de la population :

$D = \text{population} / \text{surface totale}$

S : Surface urbanisée en hectare calculée par planimètre à partir du levé topographique

#### IV.1.6 Débit spécifique ( $Q_s$ ) :

$$Q_s = Q_{eu} / P \quad \dots\dots\dots \text{(IV.6)}$$

$$Q_s = 31.001/8108 = 0.0038235 \text{ L/s/hab.}$$

### IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales :

#### IV.2.1 Généralité :

Avant de faire une étude d'un réseau d'assainissement il faut passer par une étape très importante, c'est la détermination du débit pluvial où les eaux de ruissellement, elles comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage, le but essentiel de ce travail c'est éviter les inondations des agglomérations.

De ce fait, nous ne devons pas nous fier à des estimations aléatoires, mais bien au contraire nous devons mettre en évidence des valeurs approchées par le biais des méthodes appropriées, dont les plus utilisées sont :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

### IV.2.2 Méthode rationnelle :

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité « I » supposée constante sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ».

Donc le débit déterminé est proportionnel à l'intensité moyenne, au coefficient de ruissellement et à l'aire balayée.

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot I \cdot A \quad \dots\dots\dots (IV.7)$$

Q : débit d'eau de ruissellement (pluviale) (l / s) ;

A : surface de l'aire d'influence (ha) ;

Cr : 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, dont leur détermination est en fonction de l'allongement du bassin.

#### a) Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour les aires relativement limitées, généralement inférieures à **10 ha**, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes

#### b) Critique de la méthode rationnelle

La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec précision suffisante la durée du ruissellement entre ces diverses zones et l'exutoire.

- Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.
- La méthode rationnelle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin.

#### c) Les Hypothèses de La Méthode Rationnelle :

Les hypothèses de base sont, par conséquent, les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- Le débit de pointe « $Q_p$ » en  $m^3/s$  de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité  $i.A$  ;
- L'intervalle du récurrence du débit de pointe « $Q_p$ » est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme  $i$  ;
- En fin, le coefficient de ruissellement est constant d'une averse à l'autre.

**d) Temps de concentration :**

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad \dots\dots\dots \text{(IV.8)}$$

Où

$t_1$  : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \dots(\text{min}) ; \quad \dots\dots\dots \text{(IV.9)}$$

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

$t_3$  : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots(\text{min}) \quad \dots\dots\dots \text{(IV.10)}$$

Avec :

I : La pente du terrain (%)

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

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 :  $t_c = t_1 + t_2$ .

**Remarque :**

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

$$t_c = 3.98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} (\text{min}) \quad \dots\dots\dots \text{(IV.11)}$$

Où :

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

I : la pente du terrain (%).

**e) Pente moyenne des sous bassins :**

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

$$I = \frac{C_{nam} - C_{nav}}{L} \quad \dots\dots\dots \text{(IV.12)}$$

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

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



$L$  : longueur du collecteur (m) ;

**f) coefficient de correction ( $\alpha$ ) (min orateur) :**

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur  $\alpha$  déterminé d'après une loi de répartition de pluie.

Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur = 1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0,006 \sqrt{d/2}$$

-Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$\alpha = 1 - 0,005 \sqrt{d/2}$$

d: distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

**Remarque :**

Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de pluie, les valeurs du coefficient réducteur  $\alpha$  s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1

**IV.2.3 Méthode superficielle :**

C'est une méthode globale de calcul du débit maximum correspondant à une période de retour donnée, à l'exutoire d'un bassin versant urbain. Les hypothèses de base peuvent être classées en deux catégories :

-Hypothèses liées à la linéarité de la relation pluie-débit et qui conduisent à dire que le débit de pointe est proportionnel au volume de pluie précipitée au cours de la période précédant la pointe de débit ;

-Hypothèses liées aux lois d'écoulement et de stockage dans le réseau choisies par la méthode de Caquot et dont les deux principales sont les suivantes :

- ❖ L'écoulement se fait toujours à surface libre, le volume stocké est proportionnel au débit de pointe.
- ❖ L'écêtement dû au réseau est calculé en supposant que l'intensité maximale se produit au début de l'averse lorsque le réseau est presque vide.

**a) Validité de la méthode superficielle :**

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- La limite superficielle de la surface du bassin est 200 ha ;
- la pente des sous bassins doit être comprise entre 0,2 et 5 % ;
- le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0,2 et 1 ;
- le coefficient d'allongement ( $M > 0,8$ )

**IV.2.4 Choix de la méthode de calcul :**

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente, et coefficient de ruissellement la méthode rationnelle est la plus appropriée à ce cas.

Les résultats de calcul de temps de concentration et des intensités moyennes et débits des eaux usées et pluviales sont reportés dans le tableau **N IV.4**

Tableau IV.4 : estimation des débits eaux usées et pluviales (sous bassin 1)

tronçon	Surface (ha)	Pop (hab)	Débits eaux usées (l/s)			Distance(m)		Coef de rui	TC mn	Débits eaux pluviales (l/s)			Débits Totaux(l/s)
			Du tranç	Transit	totale	partiell	cumulè			Dtranç	Transit	totale	
A1-A2	0,116	9	0,034	0,000	0,034	21,50	21,5	0,70	5,36	15,09	0,00	15,09	15,12
A2-A3	0,062	5	0,018	0,034	0,053	24,50	46,0	0,70	5,77	7,98	15,09	23,07	23,13
A3-A4	0,060	5	0,018	0,053	0,070	32,00	78,0	0,70	6,30	7,63	23,07	30,70	30,77
A4-A5	0,056	4	0,017	0,070	0,087	33,50	111,5	0,70	6,86	7,02	30,70	37,73	37,81
A5-A6	0,049	4	0,015	0,087	0,102	34,50	146,0	0,70	7,43	6,06	37,73	43,79	43,89
A6-A7	0,084	7	0,025	0,102	0,126	17,00	163,0	0,70	7,72	10,32	43,79	54,11	54,24
A7-A8	0,041	3	0,012	0,126	0,139	23,00	186,0	0,70	8,10	4,99	54,11	59,11	59,24
A8-A9	0,053	4	0,016	0,139	0,154	26,50	212,5	0,70	8,54	6,39	59,11	65,50	65,65
A9 -A10	0,045	3	0,013	0,154	0,168	24,50	237,0	0,70	8,95	5,38	64,48	69,86	70,02
A10 -A21	0,029	2	0,009	0,163	0,171	26,50	26,5	0,70	5,44	3,76	68,25	72,01	72,18
A21-A23	0,068	5	0,020	0,036	0,056	37,50	517,0	0,70	13,62	7,34	14,74	22,09	22,14
A23- A24	0,068	5	0,020	0,073	0,093	25,00	575,5	0,70	14,59	7,20	29,59	36,79	36,89
A24-A28	0,068	5	0,020	0,093	0,113	17,00	592,5	0,70	14,88	7,16	36,79	43,95	44,06
A28-A29	0,022	2	0,007	0,178	0,184	15,00	673,5	0,70	16,23	2,25	72,09	74,34	74,53
A29-A30	0,046	4	0,014	0,184	0,198	26,00	699,5	0,70	16,66	4,67	74,34	79,02	79,22
A30-A31	0,050	4	0,015	0,198	0,213	19,00	718,5	0,70	16,98	5,05	79,02	84,07	84,28
A31-A36	0,070	5	0,021	0,213	0,234	22,00	740,5	0,7	17,34	0,00	84,07	84,07	84,30
A36-A75	0,029	2	0,009	0,518	0,526	15,00	840,0	0,70	19,00	2,82	199,07	201,89	202,42
A75 A76	0,036	3	0,011	1,181	1,192	20,00	1722,5	0,70	33,71	2,75	473,89	476,64	477,83
A76-A77	0,094	7	0,028	1,192	1,220	20,00	1742,5	0,70	34,04	7,15	476,64	483,79	485,01
A77-A78	0,058	4	0,017	1,220	1,237	19,50	1762,0	0,70	34,37	4,39	483,79	488,18	489,42
A78-A79	0,056	4	0,017	1,237	1,253	19,50	1781,5	0,70	34,69	4,22	488,18	492,40	493,65

**Tableau IV.4** : estimation des débits eaux usées et pluviales (sous bassin 1)

tronçon	Surface(ha)	Pop(ha)	Débits eaux usées (l /s)			Distance(m)		Coef de rui	Tc mn	Débits eaux pluviales(l/s)			Débits Totaux(l/s)
			Du tranç	Transit	totale	partielle	Cumulè			Du tranç	transit	totale	
A79-A80	0,056	4	0,017	1,253	1,270	12	1793,5	0,70	34,89	4,21	492,40	3,81	5,08
A80-A81	0,065	5	0,019	1,270	1,289	26,00	1819,5	0,70	35,33	4,85	3,81	8,66	9,95
A81-A82	0,065	5	0,019	1,289	1,309	28,50	1848,0	0,70	35,80	4,82	8,66	13,48	14,79
A82-A83	0,066	5	0,020	1,309	1,328	25,00	1873,0	0,70	36,22	4,87	13,48	18,35	19,68
A83-A84	0,070	5	0,021	1,328	1,349	24,50	1897,5	0,70	36,63	5,13	18,35	23,48	24,83
A84-A85	0,012	1	0,003	1,349	1,352	22,00	1919,5	0,70	36,99	0,86	23,48	24,34	25,69
A85-A86	0,100	8	0,030	1,352	1,382	12,50	1932,0	0,70	37,20	7,27	24,34	31,61	32,99
A86-A89	0,061	5	0,018	1,382	1,400	15,00	1947,0	0,70	37,45	4,42	31,61	36,03	37,43
A89-A168	0,071	5	0,021	1,429	1,450	42,00	1989,0	0,70	38,93	5,04	48,85	53,89	55,34
A168-A169	0,062	5	0,018	3,951	3,969	21,50	2010,5	0,70	94,06	2,52	942,14	11,91	15,88
A170-A173	0,052	4	0,015	0,000	0,015	23,00	23,0	0,70	5,38	6,76	0,00	6,76	6,78
A173-A174	0,045	3	0,013	3,985	3,998	20,00	43	0,70	5,72	1,82	18,67	20,49	24,49
A174-A176	0,019	1	0,006	4,026	4,031	14,00	57	0,70	5,95	0,76	32,54	33,30	37,33
A176-A193	0,068	5	0,020	4,031	4,051	27,50	84,5	0,70	6,41	2,72	33,30	36,03	40,08
A193-A197	0,038	3	0,011	4,067	4,079	34,50	119	0,70	6,98	1,51	43,06	44,57	48,65
A197-A199	0,072	6	0,021	4,337	4,359	32,00	151	0,70	7,52	2,73	154,50	157,23	161,59
A199-A200	0,058	4	0,017	4,406	4,424	19,50	170,5	0,70	7,84	2,18	177,75	179,93	184,35
A200-A205	0,094	7	0,028	4,450	4,478	29,50	200	0,70	8,33	3,51	191,66	195,16	199,64
A205-A207	0,088	7	0,026	4,478	4,504	13,50	213,5	0,70	8,56	3,28	195,16	198,44	202,95
A207-A208	0,093	7	0,028	4,674	4,701	32,50	246	0,70	9,10	3,43	273,02	276,45	281,15
A208-A209	0,083	6	0,025	4,738	4,763	6,50	252,5	0,70	9,21	3,05	292,62	295,67	300,44
A209-A210	0,101	8	0,030	4,763	4,793	27,50	280	0,70	9,67	3,70	295,67	299,37	304,16
A210-A211	0,061	5	0,018	4,793	4,811	19,50	299,5	0,70	9,99	2,23	299,37	301,60	306,41
A211-A217	0,045	3	0,013	4,819	4,832	15,00	314,5	0,70	10,24	1,64	302,58	304,22	309,06
A217-A218	0,091	7	0,027	4,930	4,957	12,50	327	0,70	10,45	3,26	346,50	349,76	354,71
A218-A219	0,047	4	0,014	4,957	4,971	6,00	333	0,70	10,55	1,68	349,76	351,44	356,41
A219-A220	0,050	4	0,015	4,971	4,985	39,00	372	0,70	11,20	1,78	351,44	353,22	358,20

**Tableau IV.4** : estimation des débits eaux usées et pluviales (sous bassin 1)

tronçon	Surface(ha)	Pop(hab)	Débits eaux usées (l/s)			Distance(m)		Coef de rui	Tc mn	Débits eaux pluviales(l/s)			Débits Totaux(l/s)
			Du tranç	Transit	totale	partielle	cumulè			Du tranç	transit	totale	
A220-A221	0,055	4	0,013	4,819	4,832	29,50	401.5	0,70	11,69	1,95	353,22	355,17	360,17
A221-A222	0,071	5	0,027	4,930	4,957	46,00	447.5	0,70	12,46	2,51	355,17	357,68	362,70
A222-A223	0,067	5	0,014	4,957	4,971	40,00	487.5	0,70	13,13	2,35	357,68	360,03	365,07
A223-A224	0,070	5	0,015	4,971	4,985	39,50	527	0,70	13,78	2,45	360,03	362,48	367,54
A224-A225	0,075	6	0,016	4,985	5,002	38,00	565	0,70	14,42	2,61	362,48	365,09	370,18
A225-A270	0,094	7	0,021	5,002	5,023	47,50	612.5	0,70	15,21	3,26	365,09	368,35	373,46
A270-A284	0,078	6	0,020	5,023	5,042	14,50	627	0,70	15,45	2,40	716,19	718,59	724,56
A284-A289	0,024	2	0,021	5,042	5,063	6,50	633.5	0,70	15,56	0,72	829,62	830,34	836,58
A289-A290	0,019	1	0,022	5,063	5,085	20,00	653.5	0,70	15,89	0,56	868,39	868,96	875,29
A290-A307	0,018	1	0,028	5,085	5,113	16,00	669.5	0,70	16,16	0,53	868,96	869,49	875,83
A307-A308	0,086	7	0,023	5,953	5,976	35,00	704.5	0,70	16,74	2,44	1037,87	20,31	27,08
A308-A309	0,080	6	0,007	6,234	6,241	35,00	35	0,70	5,58	2,26	20,31	22,57	29,37
A309-A310	0,140	11	0,006	6,329	6,335	35,00	70	0,70	6,17	3,94	22,57	26,51	33,35
A310-A311	0,120	9	0,005	6,335	6,340	35,00	105	0,70	6,75	3,37	26,51	29,88	36,75
A311-A335	0,012	1	0,025	6,749	6,775	30,50	131	0,70	7,18	0,32	29,88	30,20	37,08
A335-B179	0,068	5	0,024	6,775	6,798	43,50	174.5	0,70	7,91	1,88	30,20	32,08	38,98

**Tableau IV.4 :** estimation des débits eaux usées et pluviales (sous bassin 2)

tronçon	Surface( ha)	Pop(hab )	Débits eaux usées (l /s)			Distance(m)		Coef de rui	Tc mn	Débits eaux pluviales(l/s)			Débits Totaux(l/s)
			Du tranç	Transit	totale	partielle	cumulè			Du tranç	transit	totale	
B1-B16	0,107	8	0,032	0,000	0,032	26,00	26,0	0.6	5,43	13,89	0,00	13,89	13,92
B16-B17	0,081	6	0,024	0,274	0,298	23,50	287,5	0.6	9,79	9,49	118,00	127,50	127,80
B17-B18	0,081	6	0,024	0,298	0,322	28,00	315,5	0.6	10,26	9,40	127,50	136,89	137,22
B18-B19	0,088	7	0,026	0,322	0,348	31,00	346,5	0.6	10,78	10,09	136,89	146,99	147,33
B19-B23	0,079	6	0,023	0,348	0,371	24,00	370,5	0.6	11,18	8,98	146,99	155,97	156,34
B23-B27	0,072	6	0,021	0,488	0,509	42,00	508,5	0.6	13,48	7,80	206,38	214,18	214,69
B27-B43	0.16	12	0,047	0,584	0,632	10,00	619,5	0.6	15,33	16,69	246,41	263,11	263,74
B43-B44	0,076	6	0,023	0,996	1,019	22,00	1038,5	0.6	22,31	6,96	418,42	425,38	426,40
B44-B47	0,061	5	0,018	1,019	1,037	30,50	1069,0	0.6	22,82	5,54	425,38	430,92	431,96
B47-B65	0,086	7	0,025	1,101	1,126	34,00	1153,0	0.6	24,22	7,62	458,71	466,34	467,46
B65-B66	0,202	16	0,060	1,530	1,590	15,50	1434,5	0.6	28,91	16,59	637,66	654,25	655,84
B66-B67	0,195	15	0,058	1,590	1,648	26,00	1460,5	0.6	29,34	15,91	654,25	670,16	671,81
B67-B68	0,149	12	0,044	1,648	1,692	26,00	1486,5	0.6	29,78	12,08	670,16	682,24	683,93
B68-B71	0,123	10	0,036	1,692	1,728	26,00	1512,5	0.6	30,21	9,90	682,24	692,14	693,87
B71-B72	0,121	9	0,036	1,782	1,818	29,50	1612,0	0.6	31,87	9,50	715,26	724,76	726,57
B72-B90	0,107	8	0,032	1,818	1,849	29,50	1641,5	0.6	32,36	8,34	724,76	733,10	734,95
B90-B91	0,076	6	0,02	2,341	2,363	22,00	2148,5	0.6	40,81	5,26	937,75	943,02	945,38
B91-B107	0,084	6	0,02	2,363	2,388	22,00	2170,5	0.6	41,18	5,77	943,02	948,79	951,17
B107-B108	0,087	7	0,03	2,878	2,904	28,50	2581,5	0.6	48,03	5,50	1152,48	1157,98	1160,88
B108-B109	0,083	6	0,02	2,904	2,928	28,50	2610,0	0.6	48,50	5,22	1157,98	1163,20	1166,13
B109-B135	0,684	7	0,026	2,928	2,954	29,50	2639,5	0.6	48,99	5,44	1163,20	1168,64	1171,59
B135-B136	0,066	5	0,020	6,940	6,959	35,00	3503,0	0.6	63,38	3,52	2780,60	2784,12	2791,08
B136-B137	0,064	5	0,019	6,959	6,978	35,00	3538,0	0.6	63,97	3,40	2784,12	2787,51	2794,49
B137-B138	0,142	11	0,042	6,978	7,020	35,00	3573,0	0.6	64,55	7,49	2787,51	2795,00	2802,02
B138-B139	0,020	2	0,006	7,020	7,026	35,00	3608,0	0.6	65,13	1,02	2795,00	2796,02	2803,05

**Tableau IV.4 :** estimation des débits eaux usées et pluviales (sous bassin 2)

tronçon	Surface( ha)	Pop(hab )	Débits eaux usées (l /s)			Distance(m)		Coef de rui	Tc mn	Débits eaux pluviales(l/s)			Débits Totaux(l/s)
			Du tranç	Transit	totale	partielle	cumulè			Du tranç	transit	totale	
B139-B140	0,032	2	0,009	7,026	7,035	35,00	3643,0	0.6	65,72	1,19	2796,02	2797,22	2804,25
B140-B141	0,032	2	0,009	7,035	7,045	39,00	3682,0	0.6	66,37	1,18	2797,22	2798,40	2805,44
B141-B165	0,056	4	0,017	7,045	7,062	39,00	3721,0	0.6	67,02	2,06	2798,40	2800,46	2807,52
B165-B166	0,066	4	0,020	8,808	8,827	28,00	4472,0	0.6	79,53	2,16	3317,14	3319,30	3328,13
B166-B171	0,070	5	0,021	8,827	8,848	10,00	4482,0	0.6	79,70	2,29	3319,30	3321,59	3330,43
B171-B173	0,017	1	0,005	8,905	8,910	33,00	4573,5	0.6	81,23	0,55	3339,53	3340,08	3348,99
B173-B176	0,051	4	0,015	8,951	8,966	20,50	4614,0	0.6	81,90	1,64	3352,91	3354,55	3363,52
B176-B177	0,050	4	0,015	8,989	9,004	25,50	4675,5	0.6	82,93	1,59	3361,68	3363,27	3372,27
B177-B178	0,101	8	0,030	9,004	9,034	25,00	4700,5	0.6	83,34	3,20	3363,27	3366,47	3375,50
B178-B179	0,114	9	0,034	9,034	9,068	24,00	4724,5	0.6	83,74	3,60	3366,47	3370,07	3379,14
B179-SR	0,12	9	0,036	15,97	16,00	16,00	4740.5	0.6	84.01	1,69	3402,15	48,00	64,66

**Tableau IV.4** : estimation des débits eaux usées et pluviales (sous bassin 3)

tronçon	Surface(ha)	Pop(hab)	Débits eaux usées (l /s)			Distance(m)		Coef de rui	Tc mn	Débits eaux pluviales(l/s)			Débits Totaux(l/s)
			Du tranç	Transit	totale	partielle	cumulè			Du tranç	transit	totale	
C1-C2	0,140	11	0,041	0,000	0,041	35,50	35,5	0,70	5,59	18,11	0,00	18,11	18,15
C2-C6	0,093	7	0,028	0,041	0,069	28,00	63,5	0,70	6,06	11,89	18,11	30,00	30,07
C6-C9	0,141	11	0,042	0,166	0,208	35,00	186,5	0,70	8,11	17,17	71,86	89,03	89,24
C9-C12	0,125	10	0,037	0,285	0,322	35,00	265,0	0,70	9,42	14,77	123,06	137,83	138,15
C12-C14	0,158	12	0,047	0,399	0,446	36,00	341,5	0,70	10,69	18,15	171,73	189,88	190,33
C14-C15	0,105	8	0,031	0,494	0,525	30,50	409,0	0,70	11,82	11,77	210,57	222,34	222,87
C15-C16	0,099	8	0,029	0,525	0,554	31,00	440,0	0,70	12,33	10,98	222,34	233,32	233,87
C16-C24	0,160	12	0,047	0,554	0,601	28,00	468,0	0,70	12,80	17,57	233,32	250,89	251,50
C24-C27	0,084	7	0,025	0,818	0,843	23,50	719,5	0,70	16,99	8,48	343,66	352,14	352,98
C27-C28	0,056	4	0,017	0,919	0,936	25,00	786,0	0,70	18,10	5,54	385,59	391,13	392,07
C28-C31	0,049	4	0,015	0,936	0,950	19,50	805,5	0,70	18,43	4,82	391,13	395,95	396,90
C31-C33	0,092	7	0,027	1,036	1,063	29,00	884,5	0,70	19,74	8,82	433,21	442,03	443,10
C33-C34	0,341	26	0,082	1,063	1,144	25,50	910,0	0,70	20,17	26,27	442,03	468,30	469,44
C34-C35	0,389	30	0,101	1,144	1,245	35,00	945,0	0,70	20,75	32,11	468,30	500,41	501,66
C35-C36	0,316	24	0,115	1,245	1,361	35,00	980,0	0,70	21,33	36,25	500,41	536,66	538,03
C36-C37	0,387	30	0,094	1,361	1,454	35,00	1015,0	0,70	21,92	29,15	536,66	565,81	567,27
C36-C38	0,454	35	0,115	1,454	1,569	35,00	1050,0	0,70	22,50	35,33	565,81	601,15	602,72
C38-C39	0,472	37	0,134	1,569	1,703	35,00	1085,0	0,70	23,08	41,04	601,15	642,18	643,89
C39-C40	0,582	45	0,140	1,703	1,843	35,00	1120,0	0,70	23,67	42,24	642,18	684,42	686,26
C40-C41	0,537	42	0,172	1,843	2,015	35,00	1155,0	0,70	24,25	51,57	684,42	735,99	738,01
C41-C42	0,094	7	0,159	2,015	2,174	35,00	1190,0	0,70	24,83	47,12	735,99	783,11	785,28
C42-C43	0,065	5	0,028	2,174	2,202	35,00	1225,0	0,70	25,42	8,17	783,11	791,28	793,48
C43-C44	0,14	11	0,019	2,202	2,221	35,00	1260,0	0,70	26,00	5,59	791,28	796,87	799,09
C44-C45	0,149	12	0,042	18,22	18,27	35,00	1295,0	0,70	26,58	12,02	842,87	854,89	873,16



**Tableau IV.4** : estimation des débits eaux usées et pluviales (sous bassin 3)

tronçon	Surface(ha)	Pop(hab)	Débits eaux usées (l/s)			Distance(m)		Coef de rui	Débits eaux pluviales(l/s)			Débits Totaux(l/s)
			Du tranç	Transit	totale	partielle	cumulè		Du tranç	transit	totale	
C45-C46	0,155	12	0,046	18,310	18,356	35,00	1365,0	0,70	12,97	867,48	880,44	898,80
C46-C47	0,101	8	0,030	18,356	18,386	35,00	1400,0	0,70	8,37	880,44	888,82	907,20
C47-C48	0,117	9	0,035	18,386	18,420	35,00	1435,0	0,70	9,61	888,82	898,43	916,85
C48-C49	0,084	7	0,025	18,420	18,445	35,00	1470,0	0,70	6,84	898,43	905,26	923,71
C49-C50	0,987	76	0,292	18,445	18,737	35,00	1505,0	0,70	79,62	905,26	984,88	1003,62
C50-C51	1,144	89	0,339	18,737	19,076	35,00	1540,0	0,70	91,46	984,88	1076,34	1095,42
C51-C52	0,94	73	0,278	19,08	19,35	35,00	1575,0	0,70	74,33	1076,34	1150,67	1170,03
C52-C53	1,269	98	0,376	19,354	19,730	35,00	1610,0	0,70	99,68	1150,67	1250,36	1270,09
C53-C54	0,694	54	0,206	19,730	19,935	35,00	1645,0	0,70	54,04	1250,36	1304,40	1324,34
C54-C55	0,816	63	0,242	19,935	20,177	35,00	1680,0	0,70	63,00	1304,40	1367,40	1387,58
C55-C56	0,665	52	0,197	20,177	20,374	35,00	1715,0	0,70	50,91	1367,40	1418,31	1438,68
C56-C57	0,554	43	0,164	20,374	20,538	35,00	1750,0	0,70	42,05	1418,31	1460,36	1480,90
C57-C58	0,439	34	0,130	20,538	20,668	35,00	1785,0	0,70	33,04	1460,36	1493,40	1514,07
C58-C59	0,500	39	0,148	20,668	20,816	35,00	1820,0	0,70	37,32	1493,40	1530,72	1551,54
C59-C60	0,203	16	0,060	20,816	20,876	35,00	1855,0	0,70	15,03	1530,72	1545,75	1566,63
C60-C61	0,131	10	0,039	20,876	20,915	35,00	1890,0	0,70	9,62	1545,75	1555,37	1576,29
C61-C62	0,172	13	0,051	20,915	20,966	35,00	1925,0	0,70	12,53	1555,37	1567,90	1588,86
C62-C63	0,153	12	0,045	20,966	21,011	35,00	1960,0	0,70	11,05	1567,90	1578,95	1599,96
C63-C64	0,117	9	0,035	21,011	21,046	35,00	1995,0	0,70	8,39	1578,95	1587,34	1608,38
C64-STEP	0,154	12	0,046	21,046	21,091	11,00	2006,0	0,70	11,01	1587,34	1598,35	1619,44

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et eaux usées) pour chaque sous bassin. Pour mieux comprendre les mécanismes d'écoulements nous avons suivi une méthode de calcul qui permet de démontrer l'influence de certains paramètres dans le processus hydraulique dans le réseau d'égout.

Nous remarquons que le débit d'eau usée est presque négligeable devant le débit d'eau pluviale.

# Chapitre V

## **CALCUL HYDRAULIQUE DE SYSTEME D'EVACUATION**

**Introduction :**

Dans ce chapitre nous dimensionnons le réseau d'assainissement du type unitaire et les calculs hydraulique du réseau et sa conception,

Le dimensionnement du réseau d'assainissement doit se faire avec beaucoup de rigueur en suivant une méthodologie précise basée surtout sur le travail en plan.

En effet ; nous prenons en considération le débit de tous les tronçons qui sont évalués précédemment ; nous devons ensuite trouver l'état de curage de nos conduites, finir avec l'implantation des ouvrages d'évacuation utilisés dans notre réseau avec leur dimensions.

**V.1 Conception du réseau d'assainissement :**

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

**V. 2 Dimensionnement du réseau d'assainissement :****V. 2 .1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :**

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites.

Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm. [4]

Mais avant d'appliquer l'enchaînement de dimensionnement nous prenons en considération les hypothèses suivantes :

-l'écoulement est uniforme a surface libre, ce qui veut dire que qui est un écoulement caractériser par existence d'une surface libre en contact directe avec l'air ou quand le gradient hydraulique de perte de charge est égal a la pente du radier ;

-la perte de charge est différence des cotes de fil d'eau entre l'amant et l'aval ;

-l'écoulements gravitaire.[5]

il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

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

- 0,6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section.

- 0,3 m/s au moins pour le un centième du débit de pleine section.

-La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

### V.2.2 – Formules d'écoulement :

Dans le calcul des canalisations nous utilisons les différentes formules d'écoulements qui ont été développe par des chercheurs scientifiques parmi ses formules

Nous avons :

Formule de CHEZY

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad \dots\dots\dots(V.1)$$

Où : **I** : Pente du collecteur (m/m).

**R<sub>h</sub>** : Rayon hydraulique (m).

**C**: Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la fonction de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\delta}{\sqrt{Rh}}} \quad \dots\dots\dots(V.2)$$

Où,

**R<sub>h</sub>** : Rayon hydraulique égale au rapport entre la section mouillée et le Périmètre mouillé (Rh=D/4pour un débit à pleine section).

**δ** : coefficient de BAZIN

**Tableau V.1**  $\delta$  en fonction de la nature des parois

Catégorie	Nature des parois	$\delta$ (m <sup>1/2</sup> /s)
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Enduit de ciment lisse.</li> <li>• Planches soigneusement rabotées.</li> <li>• Tôles lisses bien jointoyées.</li> </ul>	0,06
2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Même parois que le 1, mais soignées.</li> <li>• Revêtement en pierres taillées.</li> </ul>	0,16
3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton sans enduit.</li> <li>• Maçonnerie ordinaire.</li> <li>• Dépôt de boues des végétations de mousse sur les parois.</li> </ul>	0,46
4	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Canaux en terre unis sans végétation.</li> </ul>	0,85
5	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Canaux en terre revêtus d'herbe.</li> <li>• Rivières à cour irrégulière, sans végétation.</li> </ul>	1,3
6	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Canaux en terre avec végétation puissante ou avec érosion et atterrissement irréguliers.</li> </ul>	1,75

Si nous prenons le coefficient de «BAZIN» égal à 0.46 de telle sorte que «C» peut être représenté approximativement par l'expression

$$C = 60 Rh^{1/4} \quad \dots\dots\dots(\text{V.3})$$

Ce qui conduit à la formule :

$$V = 60 I^{1/2} Rh^{3/4} \quad \dots\dots\dots(\text{V.4})$$

Le procédé de calcul se fait comme suit :

Avec la pente et le débit ; nous tirons de l'abaque le diamètre normalisé, le débit à Pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite, nous calculons les rapports :

$$R_Q = Q/Q_{PS} \text{ (rapport des débits) ;} \quad \dots\dots\dots(\text{V.5})$$

$$R_V = V/V_{PS} \text{ (rapport des vitesses) ;} \quad \dots\dots\dots(\text{V.6})$$

$$R_h = h/D \text{ (rapport des hauteurs) ;} \quad \dots\dots\dots(\text{V.7})$$

**Q** : débit véhiculé par la conduite circulaire (m<sup>3</sup>/s) ;

**V** : vitesse d'écoulement de l'eau (m/s) ;

**h** : hauteur de remplissage dans la conduite (m) ;

$Q_{PS}$  : débit à pleine section ( $m^3/s$ ) ;

$V_{PS}$  : vitesse à pleine section (m/s) ;

**D** : diamètre normalisé de la conduite (mm)

Dans notre étude, le système unitaire est le système choisi pour l'agglomération Considérée, donc la vitesse minimale à respecter est de **0,6m/s** pour qu'il n'y ait Pas de dépôt de sable (auto curage) et ceci pour le dixième du débit à pleine section en conséquence, le diamètre doit répondre nécessairement à ces conditions.

### V.2.3 mode de calcul

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 que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Avant tout nous définissons les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (**P**) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau (m).
- Section mouillée (**S**) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau ( $m^2$ ).
- Rayon hydraulique (**R<sub>h</sub>**) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).
- Vitesse moyenne (**v**) : c'est le rapport entre le débit volumique ( $m^3/s$ ) et la section mouillée ( $m^2$ ).

L'écoulement dans les réseaux d'assainissement se fait à surface libre, le débit véhiculé par les conduites est donné par l'équation de continuité :

$$Q = V.S \dots\dots\dots (V.8)$$

Avec :

**Q** : Débit ( $m^3/s$ ).

**V** : Vitesse d'écoulement (m/s).

**S** : Section mouillée ( $m^2$ ).

Pour le dimensionnement de notre réseau, nous avons élaboré un macro sur Excel 2003, qui a pour objet de faciliter la tâche du dimensionnement.

Pour cela nous utilisons la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si nous choisissons

La formule de :

Manning-Strickler, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad \dots\dots\dots (V.9)$$

Où :

I (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné (I>0.25%).

R<sub>h</sub> (m) : Rayon hydraulique.

K<sub>s</sub>: Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s .S.R^{2/3} .\sqrt{I} \quad \dots\dots\dots (V.10)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left( \frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad \dots\dots\dots (V.11)$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad \dots\dots\dots (V.12)$$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$\begin{aligned} R_v = V / V_{ps} & \Rightarrow V = R_v * V_{ps} \\ R_h = H / D_{nor} & \Rightarrow H = R_h * D_{nor} \\ R_{v,min} = V_{min} / V_{ps} & \Rightarrow V_{min} = R_{v,min} * V_{ps} \\ R_{h,min} = H_{min} / D_{nor} & \Rightarrow H_{min} = R_{h,min} * D_{nor} \end{aligned}$$

Les résultats obtenus concernant le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales sont mentionnés dans les tableaux suivants :



Tableau .VI.1: Dimensionnement de collecteur principal (sous bassin1)

Tran	L(m)	Débit (l/s)	Cote du sol		Cote du radier		Pente du radie	Diam (mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rh* Rv	Rv	H (mm)	V (m/s)	Vps (1/10 Qps) m/s
			Amant	Aval	amant	aval			D	Qps (l/s)							
A1-A2	21,5	15,12	199,02	198,90	197,22	196,10	5,21	315	326,9	4,19	0,046	0,066	0,136	0,49	42,78	2,04	2,22
A2-A3	24,5	23,13	198,90	197,67	196,10	194,87	5,02	315	318,3	4,08	0,073	0,103	0,179	0,58	56,39	2,35	2,16
A3-A4	32,0	30,77	197,67	194,88	194,87	193,13	5,44	315	366,1	4,70	0,084	0,132	0,209	0,63	65,84	2,96	2,49
A4-A5	33,5	37,81	194,88	191,86	192,58	190,86	5,13	315	353,5	4,53	0,107	0,166	0,242	0,69	76,20	3,12	2,40
A5-A6	34,5	43,89	191,86	188,96	189,76	187,96	5,22	315	267,1	3,43	0,164	0,192	0,265	0,72	83,48	2,48	1,82
A6-A7	17,0	54,24	188,96	187,12	186,36	185,42	5,53	315	553,7	7,10	0,098	0,230	0,298	0,77	93,87	5,49	3,76
A7-A8	23,0	59,24	187,12	185,60	185,42	184,15	5,52	315	73,2	0,94	0,810	0,251	0,315	0,80	99,23	0,75	0,50
A8-A9	26,5	65,65	185,60	183,66	184,15	182,76	5,25	315	271,2	3,48	0,242	0,286	0,343	0,83	108,05	2,90	1,84
A9 -A10	24,5	70,02	183,66	183,21	182,76	181,86	3,67	315	215,2	2,76	0,325	0,375	0,411	0,91	129,40	2,52	1,46
A10 -A21	25,0	72,18	185,39	183,21	182,99	181,86	4,52	400	369,2	4,74	0,196	0,027	0,078	0,34	24,57	1,62	2,51
A21-A23	37,5	22,14	181,95	181,07	180,25	179,12	3,01	400	327,2	4,20	0,019	0,446	0,462	0,97	145,53	4,05	2,22
A23- A24	25,0	36,89	181,07	180,02	179,12	178,27	3,40	400	406,7	5,22	0,012	0,061	0,130	0,47	40,95	2,47	2,76
A24-A28	17,0	44,06	180,02	179,16	178,27	177,66	3,59	400	494,0	6,34	0,020	0,126	0,203	0,62	63,95	3,93	3,36
A28-A29	15,0	74,53	179,16	178,11	177,66	177,11	3,67	400	382,3	3,04	0,195	0,564	0,545	1,04	218,00	3,15	1,61
A29-A30	26,0	79,22	178,11	177,74	177,11	176,44	2,58	400	326,3	2,60	0,243	0,689	0,632	1,09	252,80	2,83	1,38
A30-A31	19,0	84,28	177,74	176,94	176,44	175,94	2,63	400	87,0	0,69	0,969	0,698	0,638	1,09	255,20	0,76	0,37
A31-A36	22,0	84,30	176,94	177,84	175,94	175,44	2,27	400	252,4	2,01	0,334	0,751	0,676	1,11	270,40	2,23	1,06
A36-A75	15,0	202,42	177,84	177,29	175,44	174,69	5,00	500	837,3	4,26	0,242	0,603	0,572	1,05	286,00	4,50	2,26
A75 A76	20,0	477,83	177,29	175,70	175,14	174,00	5,70	500	893,1	4,55	0,535	0,900	0,790	1,14	395,00	5,18	2,41
A76-A77	20,0	485,01	175,70	173,92	174,00	172,72	6,40	500	772,5	3,93	0,628	0,858	0,757	1,13	378,25	4,46	2,08
A77-A78	19,5	489,42	173,92	172,86	172,72	171,66	5,44	500	812,7	4,14	0,602	0,936	0,822	1,14	410,75	4,72	2,19
A78-A79	19,5	493,65	172,86	173,26	171,66	170,61	5,38	600	1363,3	4,82	0,362	0,582	0,557	1,04	334,20	5,03	2,55

**Tableau VI.1 : Dimensionnement de collecteur principal (sous bassin 1)**

Tran	L(m)	Débit (l/s)	Cote du sol		Cote du radier		Pente du radie	Diam (mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rh* Rv	Rv	H (mm)	V (m/s)	Vps (1/10 Qps) m/s
			amant	Aval	amant	aval			D	Qps (l/s)							
A79-A80	12,0	5,08	173,26	172,85	170,61	170,45	1,33	315	228,2	0,81	0,022	0,093	0,168	0,55	100,80	0,45	0,43
A80-A81	26,0	9,95	172,85	172,30	170,45	170,10	1,23	500	380,9	1,94	0,026	0,038	0,097	0,39	48,50	0,76	1,03
A81-A82	28,5	14,79	172,30	170,79	170,10	169,79	1,24	500	376,6	1,92	0,039	0,050	0,115	0,44	57,50	0,84	1,02
A82-A83	25,0	19,68	170,79	171,60	169,79	169,65	0,57	500	471,0	2,40	0,042	0,093	0,168	0,55	84,00	1,33	1,27
A83-A84	24,5	24,83	171,60	172,08	169,65	169,53	0,55	500	243,1	1,24	0,102	0,115	0,192	0,60	96,00	0,74	0,66
A84-A85	22,0	25,69	172,08	171,81	169,53	169,46	0,56	500	257,2	1,31	0,110	0,117	0,194	0,60	97,00	0,79	0,69
A85-A86	12,5	32,99	171,81	171,01	169,46	169,36	0,67	500	125,5	0,64	0,263	0,133	0,210	0,63	105,00	0,40	0,34
A86-A89	15,0	37,43	171,01	171,50	169,36	169,25	0,73	500	153,7	0,78	0,243	0,142	0,219	0,65	109,50	0,51	0,41
A89-A168	42,0	55,34	171,50	174,20	169,25	169,10	0,36	600	355,6	1,26	0,156	0,179	0,254	0,71	152,28	0,89	0,67
A168-A169	21,5	15,88	174,20	173,68	169,10	168,98	0,56	800	5717,6	11,37	0,003	0,026	0,076	0,34	60,80	3,83	6,03
A170-A173	20,0	6,78	173,68	173,21	168,98	168,86	0,60	800	5614,3	11,16	0,004	0,034	0,091	0,38	72,80	4,22	5,92
A173-A174	14,0	24,49	173,21	172,92	168,86	168,77	0,64	800	2205,7	4,39	0,017	0,046	0,109	0,42	87,20	1,86	2,32
A174-A176	27,5	37,33	172,92	172,69	168,77	168,59	0,65	800	1733,1	3,45	0,023	0,049	0,113	0,43	90,40	1,49	1,83
A176-A193	34,5	40,08	172,69	171,58	168,59	168,38	0,61	800	965,2	1,92	0,039	0,060	0,128	0,47	102,40	0,81	1,02
A193-A197	32,0	48,65	171,58	171,41	168,38	168,21	0,53	800	1042,5	2,07	0,155	0,192	0,265	0,72	212,00	1,50	1,10
A197-A199	19,5	161,59	171,41	171,40	168,21	168,10	0,56	800	862,1	1,71	0,214	0,212	0,283	0,75	226,00	1,29	0,91
A199-A200	29,5	184,35	171,40	171,41	168,10	167,96	0,47	800	829,3	1,65	0,241	0,250	0,314	0,80	251,20	1,31	0,87
A200-A205	13,5	199,64	171,41	171,54	167,96	167,84	0,89	800	1086,7	2,16	0,187	0,185	0,259	0,71	207,20	1,54	1,15
A205-A207	32,5	202,95	171,54	172,05	167,84	167,65	0,58	800	790,1	1,57	0,356	0,313	0,364	0,86	291,20	1,35	0,83
A207-A208	6,5	281,15	172,05	172,20	167,65	167,60	0,77	800	1055,8	2,10	0,285	0,291	0,347	0,84	277,60	1,76	1,11
A208-A209	27,5	300,44	172,20	172,38	167,60	167,43	0,62	800	827,7	1,65	0,367	0,329	0,376	0,87	300,80	1,44	0,87
A209-A210	19,5	304,16	172,38	172,23	167,43	167,33	0,51	800	1124,0	2,24	0,273	0,364	0,402	0,90	321,60	2,02	1,18
A210-A211	15,5	306,41	172,23	171,99	167,33	167,24	0,58	800	917,3	1,82	0,336	0,343	0,387	0,89	309,60	1,62	0,97

**Tableau VI.1 : Dimensionnement de collecteur principal sous bassin 1**

Tran	L(m)	Débit (l/s)	Cote du sol		Cote du radier		Pente du radier	Diam (mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rh* Rv	Rv	H (mm)	V (m/s)	Vps (1/10Q ps) m/s
			amant	Aval	amant	Aval			D	Qps (l/s)							
A211-A217	15,0	309,06	171,99	171,54	167,24	167,14	0,67	800	982,9	1,95	0,315	0,322	0,371	0,87	296,80	1,70	1,04
A217-A218	12,5	354,71	171,54	171,39	167,14	167,04	0,80	800	1076,7	2,14	0,330	0,336	0,382	0,88	305,20	1,89	1,13
A218-A219	6,0	356,41	171,39	171,30	167,04	167,00	0,67	800	982,9	1,95	0,363	0,370	0,407	0,91	325,68	1,78	1,04
A219-A220	39,0	358,20	171,30	170,88	167,00	166,73	0,69	800	1001,6	1,99	0,358	0,365	0,403	0,91	322,40	1,80	1,06
A220-A221	29,5	360,17	170,88	170,17	166,73	166,57	0,54	800	886,6	1,76	0,407	0,414	0,439	0,94	351,20	1,66	0,93
A221-A222	46,0	362,70	170,17	168,48	166,57	166,28	0,63	800	955,8	1,90	0,380	0,387	0,419	0,92	335,20	1,75	1,01
A222-A223	40,0	365,07	168,48	167,47	166,28	165,97	0,78	800	1059,8	2,11	0,345	0,351	0,393	0,89	314,40	1,88	1,12
A223-A224	39,5	367,54	167,47	167,29	165,97	165,69	0,71	800	1013,5	2,02	0,363	0,370	0,407	0,91	325,44	1,83	1,07
A224-A225	38,0	370,18	167,29	166,93	165,69	165,23	1,21	800	1324,5	2,63	0,280	0,285	0,342	0,83	273,60	2,19	1,40
A225-A270	47,5	373,46	166,93	165,77	165,23	164,07	2,44	800	1881,2	3,74	0,199	0,202	0,274	0,74	219,20	2,76	1,98
A270-A284	14,5	724,56	165,77	165,47	164,07	163,47	4,14	800	2448,8	4,87	0,296	0,299	0,353	0,85	282,40	4,12	2,58
A284-A289	6,5	836,58	165,47	165,44	163,47	163,29	2,77	800	2003,3	3,98	0,418	0,421	0,444	0,95	355,20	3,78	2,11
A289-A290	20,0	875,29	165,44	164,86	163,29	162,66	3,15	800	2136,6	4,25	0,410	0,413	0,439	0,94	350,80	4,01	2,25
A290-A307	16,0	875,83	164,86	160,52	159,86	159,12	4,63	800	2588,9	5,15	0,339	0,341	0,386	0,89	308,40	4,56	2,73
A307-A308	35,0	27,08	160,52	160,68	159,12	158,98	0,40	800	761,4	1,51	0,036	0,049	0,114	0,43	90,80	0,66	0,80
A308-A309	35,0	29,37	160,68	161,33	158,98	158,83	0,43	800	788,1	1,57	0,038	0,050	0,115	0,44	91,60	0,68	0,83
A309-A310	35,0	33,35	161,33	163,39	158,83	158,69	0,40	800	761,4	1,51	0,045	0,057	0,124	0,46	99,20	0,70	0,80
A310-A311	35,0	36,75	163,39	163,33	158,69	158,58	0,31	800	674,9	1,34	0,055	0,070	0,141	0,50	112,80	0,67	0,71
A311-A335	30,5	37,08	163,33	162,33	158,58	158,48	0,33	800	689,3	1,37	0,055	0,069	0,140	0,50	112,00	0,68	0,73
A335-B179	43,5	38,98	162,33	162,55	158,48	158,25	0,53	800	875,4	1,74	0,045	0,056	0,123	0,46	98,40	0,80	0,92

Tableau VI.1 : Dimensionnement de collecteur principal (sous bassin 2)

Tran	L(m)	Débit (l/s)	Cote du sol		Cote du radier		Pente du radie	Diam (mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rh* Rv	Rv	H (mm)	V (m/s)	Vps (1/10Q ps) m/s
			amant	Aval	amant	aval			D	Qps (l/s)							
B1-B16	26,0	13,92	195,21	192,90	193,21	191,90	5,04	315	425,6	3,39	0,033	0,062	0,131	0,48	52,40	1,61	1,79
B16-B17	42,0	127,80	183,18	180,56	181,28	178,96	5,52	315	404,6	3,22	0,316	0,697	0,638	1,09	255,00	3,52	1,71
B17-B18	10,0	137,22	180,56	180,46	178,96	178,86	1,00	315	387,6	3,08	0,354	0,669	0,618	1,08	247,20	3,34	1,63
B18-B19	22,0	147,33	180,46	179,16	178,86	178,06	3,64	315	456,8	3,63	0,323	0,610	0,577	1,06	230,72	3,84	1,93
B19-B23	30,5	156,34	179,16	177,48	178,06	176,28	5,84	315	437,8	3,48	0,357	0,675	0,622	1,09	248,80	3,78	1,85
B23-B27	34,0	214,69	177,48	176,02	176,28	174,82	4,29	400	445,6	3,54	0,482	0,482	0,487	0,99	194,80	3,50	1,88
B27-B43	15,5	263,74	176,02	175,48	174,82	174,28	3,48	500	343,7	1,75	0,767	0,767	0,688	1,12	344,00	1,95	0,93
B43-B44	26,0	426,40	175,48	175,68	174,28	174,13	0,58	500	321,5	2,56	0,118	0,223	0,292	0,76	116,80	1,96	1,36
B44-B47	26,0	431,96	175,68	175,81	174,13	173,96	0,65	500	655,5	3,34	0,650	0,650	0,605	1,08	302,40	3,59	1,77
B47-B65	26,0	467,46	175,81	175,98	173,96	173,78	0,69	500	236,8	1,88	0,118	0,222	0,291	0,76	116,40	1,44	1,00
B65-B66	29,5	655,84	175,98	175,95	173,78	173,60	0,61	600	1043,3	3,69	0,629	0,628	0,589	1,07	353,40	3,93	1,95
B66-B67	29,5	671,81	175,95	175,78	173,60	173,43	0,58	800	914,4	1,82	0,735	0,735	0,665	1,11	531,84	2,01	0,96
B67-B68	22,0	683,93	175,78	175,75	173,43	173,30	0,59	800	973,4	1,94	0,703	0,702	0,641	1,09	512,80	2,12	1,03
B68-B71	22,0	693,87	175,75	175,65	173,30	173,15	0,68	800	1001,6	1,99	0,693	0,693	0,635	1,09	508,00	2,17	1,06
B71-B72	29,5	726,57	175,98	175,95	173,78	173,60	0,61	800	940,3	1,87	0,773	0,773	0,692	1,12	553,60	2,09	0,99
B72-B90	29,5	734,95	175,95	175,78	173,60	173,43	0,58	800	913,9	1,82	0,804	0,804	0,715	1,12	571,84	2,04	0,96
B90-B91	22,0	945,38	175,78	175,75	173,43	173,30	0,59	1000	1677,8	2,14	0,563	0,563	0,544	1,03	544,00	2,21	1,13
B91-B107	22,0	951,17	175,75	175,65	173,30	173,15	0,68	1000	1802,3	2,29	0,528	0,528	0,520	1,02	519,80	2,33	1,22
B107-B108	28,5	1160,88	175,65	175,52	173,15	172,97	0,63	1000	1734,6	2,21	0,669	0,669	0,618	1,08	618,00	2,39	1,17
B108-B109	28,5	1166,13	175,52	175,23	172,97	172,78	0,67	1000	1782,1	2,27	0,654	0,654	0,608	1,08	607,50	2,44	1,20
B109-B135	29,5	1171,59	175,23	175,07	172,78	172,62	0,54	1000	1607,5	2,05	0,729	0,729	0,660	1,10	660,00	2,26	1,08

Tableau VI.1 : Dimensionnement de collecteur principal (sous bassin 2)

Tran	L(m)	Débit (l/s)	Cote du sol		Cote du radier		Pente du radie	Diam (mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rh* Rv	Rv	H (mm)	V (m/s)	Vps (1/10Q ps) m/s
			amant	Aval	amant	aval			D	Qps (l/s)							
B135-B136	35,0	2791,08	175,07	174,65	172,62	172,35	0,77	1200	3117,4	2,76	0,895	0,895	0,786	1,14	942,96	3,14	1,46
B136-B137	35,0	2794,49	174,65	174,34	172,35	172,09	0,74	1200	3059,1	2,70	0,914	0,913	0,801	1,14	961,20	3,08	1,43
B137-B138	35,0	2802,02	174,34	174,46	172,09	171,81	0,80	1200	3174,6	2,81	0,883	0,882	0,775	1,14	930,00	3,19	1,49
B138-B139	35,0	2803,05	174,46	174,37	171,81	171,47	0,97	1200	3498,2	3,09	0,801	0,801	0,713	1,12	855,60	3,48	1,64
B139-B140	35,0	2804,25	174,37	174,46	171,47	171,16	0,89	1200	3340,3	2,95	0,840	0,839	0,742	1,13	889,80	3,34	1,56
B140-B141	39,0	2805,44	174,46	173,97	171,16	170,87	0,74	1200	3060,6	2,71	0,917	0,916	0,804	1,14	964,80	3,08	1,43
B141-B165	39,0	2807,52	173,97	174,60	170,87	170,60	0,69	1200	2953,2	2,61	0,951	0,950	0,834	1,14	1000,8	2,97	1,38
B165-B166	28,0	3328,13	174,60	172,02	170,60	169,77	2,96	1200	845,1	2,99	0,613	0,613	0,579	1,06	347,40	3,16	1,58
B166-B171	10,0	3330,43	172,02	171,11	169,77	169,26	5,10	1200	6110,8	5,40	0,545	0,545	0,532	1,03	638,16	5,54	2,86
B171-B173	33,0	3348,99	171,11	169,83	169,26	167,73	4,64	1200	8015,4	7,08	0,416	0,415	0,440	0,94	527,76	6,69	3,75
B173-B176	20,5	3363,52	169,83	169,49	167,73	166,79	4,59	1200	7642,4	6,75	0,438	0,438	0,456	0,96	547,20	6,49	3,58
B176-B177	25,5	3372,27	169,49	168,45	166,79	165,50	5,06	1200	7600,2	6,72	0,443	0,442	0,459	0,96	550,80	6,47	3,56
B177-B178	25,0	3375,50	168,45	167,04	165,50	164,34	4,64	1200	7983,0	7,06	0,422	0,422	0,445	0,95	533,76	6,70	3,74
B178-B179	24,0	3379,14	167,04	162,55	162,84	161,15	7,04	1200	7645,4	6,76	0,442	0,441	0,459	0,96	550,20	6,50	3,58
B179-SR	16,0	64,66	162,55	162,55	158,35	158,25	0,63	600	9418,4	8,3	0,359	0,278	0,337	0,83	404,16	6,88	4,41

Tableau VI.1 : Dimensionnement de collecteur principal (sous bassin 3)

Tran	L(m)	Débit (l/s)	Cote du sol		Cote du radier		Pente du radie	Diam (mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rh* Rv	Rv	H (mm)	V (m/s)	Vps (1/10Q ps) m/s
			amant	Aval	amant	aval			Qps (l/s)	Vps (m/s)							
C1-C2	35,5	18,15	240,12	236,33	237,62	235,23	6,73	315	491,9	3,91	0,037	0,050	0,115	0,44	46,00	1,71	2,07
C2-C6	28,0	30,07	236,33	232,67	233,48	231,57	6,82	315	495,2	3,94	0,061	0,082	0,155	0,53	62,00	2,08	2,09
C6-C9	35,0	89,24	232,67	228,56	229,87	227,46	6,89	315	497,5	3,96	0,179	0,241	0,307	0,79	122,80	3,11	2,10
C9-C12	35,0	138,15	228,56	224,11	225,41	223,01	6,86	315	496,5	3,95	0,278	0,376	0,411	0,91	164,40	3,61	2,09
C12-C14	36,0	190,33	224,11	219,98	221,36	218,88	6,89	315	497,6	3,96	0,382	0,517	0,512	1,01	204,80	4,00	2,10
C14-C15	30,5	222,87	219,98	216,07	217,08	214,97	6,92	315	498,7	3,97	0,447	0,604	0,573	1,06	229,12	4,19	2,10
C15-C16	31,0	233,87	216,07	213,43	213,67	211,53	6,90	315	498,1	3,96	0,470	0,635	0,594	1,07	237,60	4,23	2,10
C16-C24	28,0	251,50	213,43	209,81	210,63	208,71	6,86	315	496,5	3,95	0,507	0,685	0,629	1,09	251,60	4,30	2,09
C24-C27	23,5	352,98	209,81	209,16	208,11	206,76	5,74	400	454,4	3,61	0,777	0,555	0,539	1,03	215,40	3,73	1,92
C27-C28	25,0	392,07	209,16	207,16	206,76	205,26	6,00	400	464,4	3,69	0,844	0,603	0,572	1,05	228,72	3,90	1,96
C28-C31	19,5	396,90	207,16	205,77	205,26	203,97	6,62	400	487,6	3,88	0,814	0,582	0,557	1,04	222,80	4,05	2,06
C31-C33	29,0	443,10	205,77	203,42	203,97	201,97	6,90	400	497,9	3,96	0,890	0,636	0,595	1,07	237,92	4,23	2,10
C33-C34	35,0	469,44	203,30	200,56	200,90	198,46	6,97	400	500,6	3,98	1,002	0,716	0,651	1,10	260,40	4,38	2,11
C34-C35	35,0	501,66	200,56	197,55	198,46	196,05	6,89	400	497,5	3,96	1,081	0,773	0,692	1,12	276,80	4,42	2,10
C35-C36	35,0	538,03	197,55	194,53	195,45	193,03	6,91	400	498,5	3,97	1,138	0,813	0,722	1,13	288,80	4,47	2,10
C36-C37	35,0	567,27	194,53	191,74	192,63	190,24	6,83	400	495,4	3,94	1,217	0,870	0,766	1,14	306,40	4,48	2,09
C37-C38	35,0	602,72	191,74	189,75	190,24	187,85	6,83	400	495,4	3,94	1,300	0,929	0,815	1,14	326,00	4,49	2,09
C38-C39	35,0	643,89	189,75	187,74	187,85	185,44	6,89	500	902,0	4,59	0,761	0,544	0,531	1,03	265,50	4,71	2,43
C39-C40	35,0	686,26	187,74	185,43	185,44	183,08	6,74	500	892,6	4,54	0,827	0,591	0,564	1,05	281,90	4,77	2,41
C40-C41	35,0	738,01	185,43	183,48	183,08	180,73	6,71	500	890,7	4,53	0,882	0,630	0,591	1,07	295,40	4,84	2,40
C41-C42	35,0	785,28	183,48	180,48	180,73	178,38	6,71	500	890,7	4,53	0,891	0,637	0,596	1,07	297,90	4,85	2,40
C42-C43	35,0	793,48	180,48	177,34	178,38	175,84	7,26	500	926,0	4,71	0,863	0,617	0,582	1,06	290,90	5,00	2,50
C43-C44	35,0	799,09	177,34	179,24	175,84	175,79	0,14	1000	824,97	1,05	1,059	0,777	0,695	1,12	695,00	1,17	0,56
C44-C45	35,0	873,16	179,24	180,08	175,79	175,73	0,17	1000	903,7	1,15	0,981	0,719	0,653	1,10	653,00	1,27	0,61

**Tableau VI .1:** Dimensionnement de collecteur principal (sous bassin 3)

Tran	L(m)	Débit (l/s)	Cote du sol		Cote du radier		Pente du radie	Diam (mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rh* Rv	Rv	H (mm)	V (m/s)	Vps (1/10Q ps) m/s
			amant	Aval	amant	aval			D	Qps (l/s)							
C45-C46	35,0	898,80	180,08	180,73	175,73	175,63	0,29	1000	1166,7	1,48	0,771	0,566	0,546	1,04	545,80	1,54	0,79
C46-C47	35,0	907,20	180,73	181,16	175,63	175,56	0,20	1000	976,1	1,24	0,930	0,682	0,627	1,09	626,80	1,35	0,66
C47-C48	35,0	916,85	181,16	181,51	175,56	175,46	0,29	1000	1166,7	1,48	0,786	0,576	0,553	1,04	553,00	1,55	0,79
C48-C49	34,5	923,71	181,51	181,78	175,46	175,38	0,23	1000	1051,1	1,34	0,879	0,644	0,601	1,07	600,50	1,43	0,71
C49-C50	35,0	1003,62	181,78	181,32	175,38	175,27	0,31	1000	1223,6	1,56	0,821	0,600	0,570	1,05	570,00	1,64	0,83
C50-C51	35,0	1095,42	181,32	181,25	175,27	175,20	0,20	1000	976,1	1,24	1,123	0,820	0,727	1,13	727,00	1,40	0,66
C51-C52	35,0	1170,03	181,25	181,31	175,20	175,11	0,26	1000	1106,82	1,41	1,058	0,771	0,691	1,12	690,50	1,57	0,75
C52-C53	35,0	1270,09	181,31	181,49	175,11	174,99	0,34	1000	1278,04	1,63	0,994	0,724	0,657	1,10	657,00	1,79	0,86
C53-C54	35,0	1324,34	181,49	181,43	174,99	174,83	0,46	1000	1475,76	1,88	0,898	0,653	0,607	1,08	607,00	2,02	1,00
C54-C55	35,0	1387,58	181,43	181,25	174,83	174,70	0,37	1000	1330,23	1,69	1,044	0,759	0,682	1,11	682,00	1,88	0,90
C55-C56	35,0	1438,68	181,25	181,29	174,70	174,59	0,31	1000	1223,6	1,56	1,176	0,854	0,753	1,13	753,00	1,77	0,83
C56-C57	35,0	1480,90	181,29	181,31	174,59	174,46	0,37	1000	1330,2	1,69	1,114	0,809	0,719	1,13	719,00	1,91	0,90
C57-C58	35,0	1514,07	181,31	181,37	174,46	174,32	0,40	1000	1380,4	1,76	1,097	0,796	0,709	1,12	709,00	1,97	0,93
C58-C59	35,0	1551,54	181,37	181,02	174,32	174,17	0,43	1000	1428,9	1,82	1,086	0,788	0,703	1,12	703,00	2,04	0,96
C59-C60	35,0	1566,63	181,02	180,08	174,17	174,03	0,40	1000	1380,4	1,76	1,135	0,824	0,730	1,13	730,00	1,98	0,93
C60-C61	35,0	1576,29	180,08	179,07	174,03	173,87	0,46	1000	1475,8	1,88	1,069	0,775	0,694	1,12	693,50	2,10	1,00
C61-C62	35,0	1588,86	179,07	176,98	173,87	173,73	0,40	1000	1380,4	1,76	1,151	0,835	0,738	1,13	738,00	1,99	0,93
C62-C63	35,0	1599,96	176,98	176,24	173,73	173,54	0,54	1000	1608,2	2,05	0,995	0,722	0,655	1,10	655,30	2,26	1,08
C63-C64	49,0	1608,38	176,24	176,57	173,54	173,32	0,45	1000	1462,5	1,86	1,100	0,798	0,711	1,12	710,50	2,09	0,99
C64-STEP	11,0	1619,44	176,57	176,39	173,32	173,24	0,73	1000	1861,4	2,37	0,870	0,631	0,591	1,07	591,00	2,53	1,26

**Conclusion :**

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

Nous remarquerons sans doute que notre dimensionnement a pris en considération :

- La vitesse d'autocurage ;
- La distance entre la génératrice supérieure de la conduite et La côte de terrain naturel qui est supérieure à 1m.



# Chapitre VI

## **LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'EGOUT**

**Introduction :**

Un réseau d'Assainissement a pour objet la collecte des eaux usées et pluviales, et pour objectif, la protection du milieu naturel.

Il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvement de terrain. Il assure l'écoulement rapide des eaux usées ou des eaux pluviales, et doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages d'Assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes :

**VI.1 Les ouvrages principaux :**

Correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

Les ouvrages principaux se présentent sous la forme :

- De conduite à circulaires sont désignées par leurs diamètres nominaux en mm
- De conduite ovoïdes visitables sont désignées par leurs hauteurs intérieures, nominales exprimées en cm. Préfabriqués sur chantier et normalisés également.

Suivant la grandeur de leur section, nous les classons ainsi :

Collecteur principal, pour les grands diamètres supérieurs à 800

Collecteur secondaire, pour diamètres compris entre 400 et 800

Collecteur tertiaire, pour les diamètres inférieurs ou égaux à 300

Concerne aussi les ouvrages visitables de profit particulier réservé aux émissaires importants d'évacuation et qui sont en usage dans les grandes villes [6]

Dans notre cas ; les ouvrages principaux se composent de trois collecteurs principaux de diamètre allant de **0.315m à 1,2m** et des collecteurs secondaires de

**VI.2 Canalisations :**

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre, et des ouvrages visitables.

Dans notre projet nous adoptons pour les canalisations de forme circulaire.

### VI.2.1 Types De Canalisation

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant le type de matériaux qui les constituent et suivant leur destination.

#### VI.2.1.1 Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation,...etc.).

La longueur utile ne doit pas dépasser **2.5m**.

Les tuyaux non armés ont une rupture brutale ; mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante, elle survient aux premiers âges de la canalisation.

Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

L'essai à l'étanchéité est effectué sous une pression de 1 bar pendant **30** minutes. Les principaux joints sont du type emboîtement à gorge pour joint élastomère.[6]

#### VI.2.1.2 Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration, ... etc.).

Pour pouvoir être dit « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

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

Ces tuyaux doivent satisfaire aux essais de résistance à la rupture et aux essais d'étanchéité (sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes).[6]

A titre indicatif ; il est possible de se procurer les tuyaux dont les caractéristiques figurent dans tableau suivant :

**Tableau VI.1** : Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé en fonction du diamètre :

Diamètre nominal (mm)	Epaisseur minimale (mm)	Diamètre nominal (mm)	Epaisseur minimale (mm)
800	De 66 à 116	1600	De 130 à 158
1000	De 66 à 116	1800	De 133 à 177
1200	De 71 à 121	2000	De 141 à 194
1400	De 119 à 146	-	-

**VI.2.1.3 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 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.[6]

**VI.2.1.4 Conduite en fonte :**

Des conduites sont rarement utiliser en assainissement sauf pour des cas spéciaux tels que :

- Traversée d'un bassin hydro – minéral ;
- Les cas de refoulement ;
- Traversée des oueds par conduite siphon ;
- Pour évacuer les eaux usées industrielles ;[6]

**VI.2.1.5 Conduites en grès :**

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C .Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m, et les parois intérieurs très lisses permettant une très faible perte de charge. [6]

**VI.2.1.6 conduite en P.V.C**

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques, c'est une résine

- Synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle monomère ; celui-ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié, utilisé en Assainissement, est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique, de ce fait, offrir un intérêt dans les installations internes industrielles.

Si les tuyaux ne sont pas destinés à être assemblés par manchons à doubles bagues d'étanchéité ; il comporte à l'une de leurs extrémités une emboîture façonnée en usine ; munie d'un dispositif pour loger ou retenir une bague en élastomère.

Les joints collés ne peuvent être admis que pour les tuyaux de faible diamètre ; c'est-à-dire pour les branchements.

Les tuyaux en PVC non plastifiés sont sensibles à l'effet de température.[6]

### VI.2.1.7 les conduites Ovoïdes

Ce sont des conduites de forme parabolique évasée, fermées à leur partie supérieure. Jusqu'à ces dernières années, lorsque les calculs montrent qu'un tuyau de plus de 0.6m de diamètre était nécessaire, il est préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués.

La longueur utile minimale est fixée à 1m, la tolérance de  $\pm 1\%$  ;

Les dimensions intérieures ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3mm.

Généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 800mm de diamètre (problème d'auto curage).

Peuvent être présentés soit en béton armé ou en béton non armé.[6]

### VI.2.2 Choix du type de canalisation à utiliser :

Nous allons faire notre choix en se basant sur les données du projet qui sont :

- La pente du terrain ;
- Les diamètres utiliser ;
- La nature du sous-sol traversé ;
- La nature des effluents évacués dans le réseau ;
- Les charges mécaniques exercées sur l'étendue de chaque section ;

Pour ce projet, nous utilisons des conduites en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent qui sont :

- Etanchéité primordiale.
- Résistance attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- La disponibilité sur le marché et ayant une large durée de vie

### VI.2.3 Les joints des conduites en béton arme :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint qui en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol, et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur), donc nous optons des joints à mortier de ciment pour les collecteurs à petit diamètre, et des joints type ROCLA pour les collecteurs à grand diamètre vu leur avantage appréciable.[6]

Pour les tuyaux en béton armé nous avons différents types des joints à utiliser

**a) Joint type Rocla :**

C'est un type à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité de cet anneau dans son logis.

**b) Joint à demi emboîtement :**

Il est utilisé que dans les sous-sols, ne résiste pas aux pressions élevées, il est utilisé pour des tronçons de longueurs faibles (environ de 1m). La liaison entre les deux bouts se fait par bourrage de ciment.

**c) joint torique :**

S'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée, il est utilisé pour des diamètres (700-900) mm.

**d) joint à collet :**

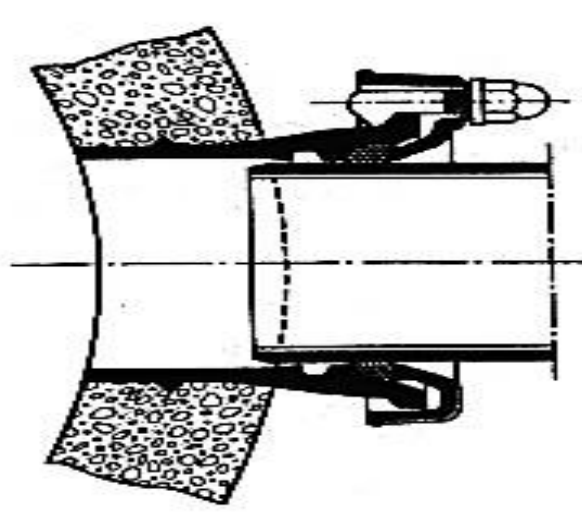
C'est un joint à emboîtement rigide, avec collage en ciment. Ce type de joint est utilisé que dans les bons sols et terrains à pente faible, à éviter dans les terrains argileux.

**e) joint plastique :**

Joint étanche et résistant même s'il est en charge, la présence du cordon de butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribuent à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

**f) Joint mécanique :**

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



**Figure VI.1 : Joint mécanique**

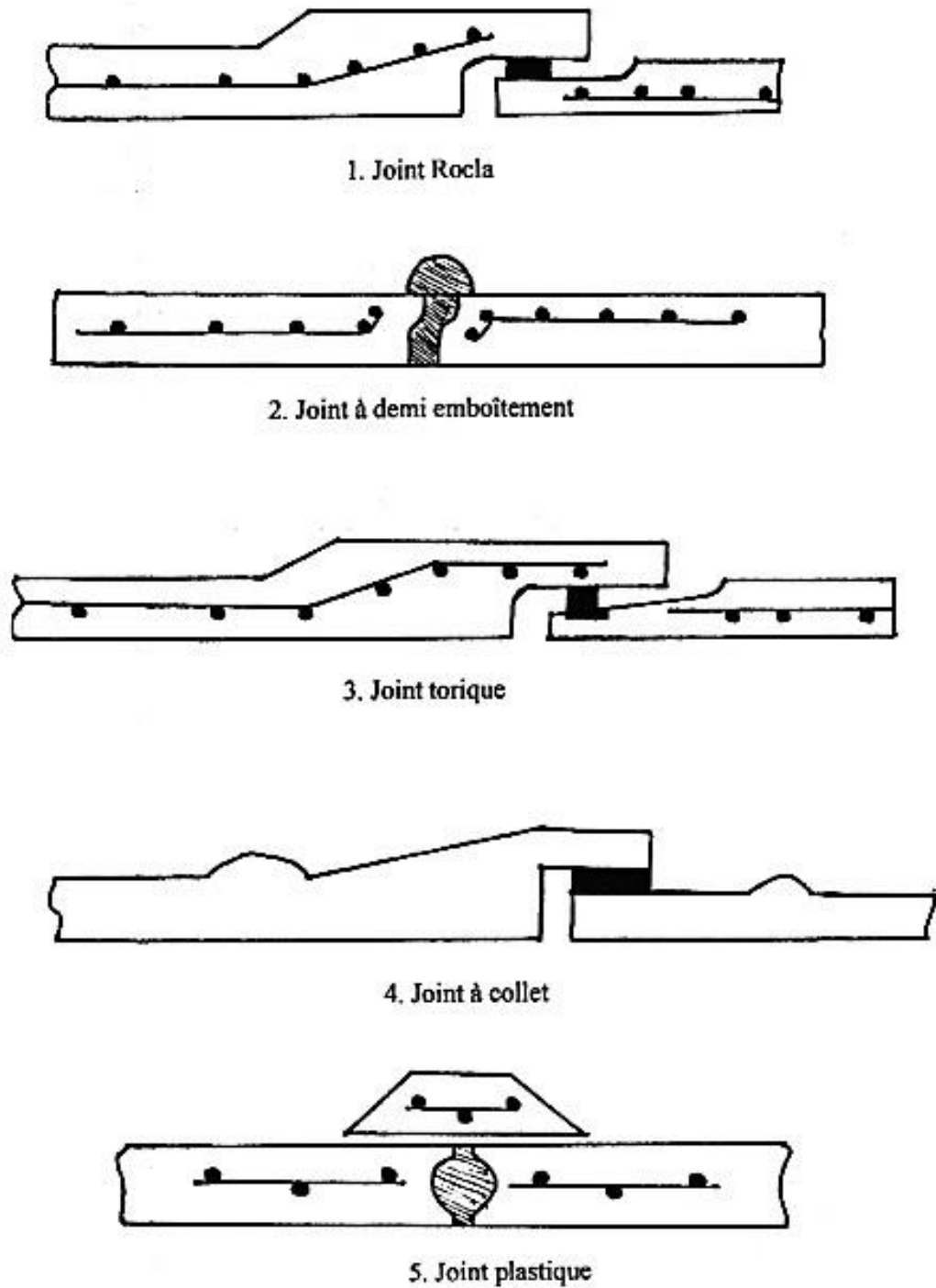


Figure VI.2 : Divers joints sur tuyau en béton

**VI.2.4 Les 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 de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion due essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief

**b) Actions statiques :**

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

**c) Actions chimiques :**

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite, Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ) corrosif et néfaste aux conduites.

**VI.2.5 Protection des conduites :**

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré ( $H_2S$ ).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en  $H_2S$ .
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350  $kg/m^3$  de béton).
- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout



**VI.2.6 Essais des tuyaux préfabriqués :**

Avant d'entamer la pose des canalisations, il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, à l'étanchéité et à la corrosion.

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 routiers 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. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la 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 obligatoire à l'usine et au chantier.

A l'usine, la conduite est maintenue debout remplie d'eau. La diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2 cm en 24heures.

Au chantier : l'essai à l'eau se fait pour les faibles diamètres et les joints pendant 30minutes. La pression augmentée jusqu'à trois bars. [2]

**c) Essai de corrosion :**

Les conduites en béton ou en amiante ciment sont les plus largement utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de PH superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

Ce phénomène permet le développement des bactéries qui amorcent la formation d'acide sulfurique ; ce qui entraine une baisse de Ph superficiel du béton. Celle-ci permet le développement rapide des bactéries acidophiles et s'accompagne de la progression du processus de corrosion vers l'intérieur du béton.

La corrosion du béton a lieu exclusivement dans les parties immergées du tuyau mais ne s'effectue pas d'une façon uniforme. Cette corrosion du béton, inégale, est due au courant d'air dominant dans la canalisation, par lequel l'apport d'hydrogène sulfuré gazeux vers les parois ne s'effectue pas uniformément. [2]

### VI.3 Les ouvrages annexes :

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

Pour les ouvrages annexes, on va projeter des regards de jonction, de visite, et pour collecter les eaux de surfaces, nous allons placer des bouches d'égout le long de la voirie où se place le collecteur principal.

A la fin, pour le dispositif de traitement ; nous allons projeter une station d'épuration précédée d'un déversoir d'orage à seuil déversant latéral pour limiter le débit qui passe à la station d'épuration ; et le rejet se fait dans Oued.

#### VI.3.1 Les ouvrages normaux

Dans tous les types des réseaux d'assainissement ; nous trouvons ce genre d'ouvrage dans la totalité du réseau.

##### VI.3.1.1 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** : c'est la boîte de branchement qui est en béton armé de section carré qui doit être déposée en bordure de territoire sur la façade de la propriété à raccorder, son rôle est de permettre le raccordement des canalisations intérieures collectant les eaux vannes, ménagères... alors sa conception doit respecter les critères de fonctionnalité et de la mise en œuvre, il doit être sans encombrement avec un entretien simple en béton armé de classe B2 avec dosage 350kg/m<sup>3</sup>.

- **Des canalisations de branchement** : c'est une conduite de raccordement utilisée pour relier le regard de façade au réseau public. De diamètre minimale D200 mm pour les eaux usées et D300mm pour les eaux pluviales. La pente est égale au minimum à 3% et l'angle de raccordement est compris entre 60 et 45 dans le sens de l'écoulement sauf si la chute est supérieure au diamètre aval, l'angle 90 est autorisé pour éviter le retour de l'eau aux habitations.

Pour implanter ce type de canalisation il faut que la profondeur minimale de couverture sous chaussée respecte avec une largeur de tranché = 0.6m.

- **Les dispositifs de raccordement** : le raccordement de la canalisation de branchement sur le collecteur public se fait soit par le biais du regard borgne à diamètre réduit et non visitable implanté directement sur le réseau public ; le regard borgne il est en béton de forme carrée implanté sur le réseau public.

**Tableau VI.2** : dimensions possible du regard borgne [7]

Dimensions possibles en fonction	Des paramètres pertinents
Section interne	-0.4 x 0.6 pour $\Phi \leq 400$ - $\Phi$ x 0.6 pour $\Phi > 400$
Profondeur minimale	$H = \Phi + 0.3\text{m}$
Epaisseur parois	0.15m
Epaisseur radier	0.2m
Epaisseur béton propreté	0.1m
Matériau	Béton légèrement armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>
Daliette de recouvrement	Trappe en béton armé classe B2 avec Cornière (épaisseur=0.15m)
Niveau de raccordement	$\geq D/2$ de la conduite maitresse du haut

**VI.3.1.2 Ouvrages des surfaces :**

Ce type d'ouvrages est destiné à recueillir des eaux pluviales. Nous distinguons deux catégories

- a) Les ouvrages de recueil et de transport
- b) Les ouvrages de recueil proprement dit en tête et sur le cours du réseau principal.

**a) Les ouvrages des surfaces et de transport :**

## ➤ Les fossés :

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

## ➤ Les caniveaux ou rigoles :

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

## ➤ Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées) Elles sont généralement disposées au point 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, la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5m de diamètre avec ou sans décantation :

Ce type de bouche d'égout peut s'adapter surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent.

Selon le type de recueil des eaux, nous distinguons cinq types de bouche d'égout.

- Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique :

Ces bouches peuvent être sélectives ou non. Lorsqu'il est prévu une décantation, l'entrée des eaux dans le réseau s'effectue soit au moyen d'un siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation.

- Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique :

Elles peuvent être sélectives ou non, avec ou sans décantation siphonoïde ou non. Dans ce dernier cas l'entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.

- Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton :

Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.

- Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné :

Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

- La bouche d'égout à grille seule :

Les bouches d'égouts à grille seule s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

### **VI.3.1.3 Les ouvrages d'accès au réseau (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 type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, et nous distinguons :

- **Les regards simples :** Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;

- **Les regards latéraux :** Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important ;
- **Les regards toboggan :** En cas d'exhaussement de remous ;
- Les regards de chute : En cas de forte pente.
  - La distance entre deux regards est variable :
    - 35 à 50m en terrain accidenté ;
    - 50 à 80m en terrain plat.
  - Sur les canalisations les regards doivent être installés :
    - A chaque changement de direction ;
    - A chaque jonction de canalisation ;
    - Aux points de chute ;
    - A chaque changement de pente ;
    - A chaque changement de diamètre.

#### **b) Types des regards :**

nous distinguons différents types qui sont :

##### **b.1) Regard de visite :**

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de **35 à 80m**.

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- Profondeur inférieure à **1.5m** ; diamètre **80cm** ;
- Profondeur supérieure à **1.5m** ; diamètre **1.00m** avec échelon d'accès
- L'épaisseur des parois est de **8cm** en béton préfabriqué en usine, **12cm** en béton coulé sur place avec un enduit étanche de **2cm**.

##### **b.2) Regard de ventilation :**

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

##### **b.3) Regard de jonction :**

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;

- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
  - Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
  - Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.
- Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus rependus, car le terrain est accidenté, ainsi les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction.

#### **b.4) Regard de chute :**

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

### **VI.3.2 Les ouvrages spéciaux :**

#### **VI.3.2.1 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.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

#### **VI.3.2.2 Emplacement des déversoirs d'orage :**

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

- 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 lâchers 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.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- Topographie du site et variations des pentes.

**VI.3.2.3 -Les types des déversoirs :**

Nous distinguons plusieurs types de déversoir

**a) Déversoir à seuil frontal :**

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante :

$$Q = \mu.L.H.\sqrt{2gH} \dots\dots\dots(\text{VI.1})$$

Dans laquelle :

Q : Débit au niveau du seuil déversoir (m<sup>3</sup>/s) ;

μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil ;

L : Longueur de la lame déversante (m) ;

G : Accélération de la pesanteur (9.81m/s<sup>2</sup>).

**b) Déversoir à seuil latéral :**

Le déversoir classique à seuil latéral ou de dimension standard à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositifs de vannage.

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place.

Nous noterons, à ce propos, que la longueur de crête déversante d'un déversoir latéral, calculée selon la formule d'Engels, est de 3 à 4 fois plus importante que celle d'un déversoir frontal. Cette longueur de la lame de déversoir calculée est donnée par la même expression :

$$L = \frac{Qd_{\text{év}}}{2/3\mu.h^{3/2}.\sqrt{2g}} \dots\dots\dots(\text{VI.2})$$

Dans laquelle :

Q : Débit déversé (m<sup>3</sup>/s) ;

μ : Coefficient de débit , (μ = 0.60) ;

H : Hauteur de charge (m) mesurée dans les conditions définies précédemment.

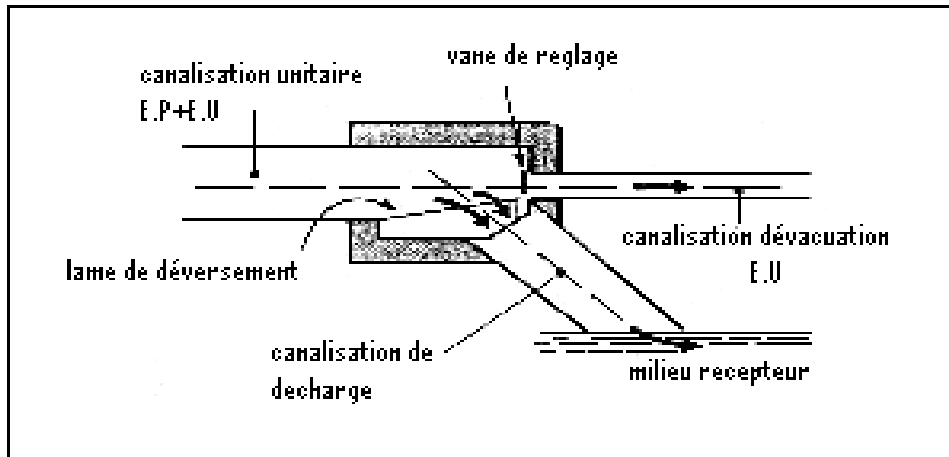


Figure VI.3 Déversoir classique à seuil latéral

**VI.3.2.4 Dimensionnement des déversoirs d'orage :**

Afin d'atteindre l'objectif du réseau unitaire projeté, et optimiser le coût du projet, la projection des déversoirs d'orage dans un réseau unitaire devient indispensable, et cela pour Diminuer le diamètre et faire un équilibre vis-à-vis la charge du débit transité.

A cet effet nous avons optés à projeter des déversoirs à seuil latéral classique de dimensions standard.

La formule d'Engels est bien adapté aux seuils bas avec une certaine forme de ligne d'eau de forme convexe qui implique la mesure lémnigraphique de H.

- Mode de calcul :

Détermination du débit total  $Q_t$  :

$$Q_t = Q_{plu} + Q_{eu} + Q_{eupu} + Q_{eaupa} + Q_{indu} \quad \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec :

- $Q_{plu}$  : débit pluvial en  $m^3/s$  ;
- $Q_{eu}$  : débit d'eau usée domestique en  $m^3/s$  ;
- $Q_{eupu}$  : débit d'eau usée publique en  $m^3/s$  ;
- $Q_{eaupa}$  : débit d'eau parasite en  $m^3/s$  ;
- $Q_{indu}$  : débit d'eau usée d'industrie.

Les débits totaux sont déterminés à partir des tableaux IV.4

- Détermination du débit critique :

$$Q_{cr} = Q_T * Z \quad \dots\dots\dots (VI.4)$$



Avec : 
$$Z = 1 - \frac{T_c}{100} \quad \dots\dots\dots \text{(VI.5)}$$

$Q_{cr}$  : débit critique  
 $Z$  : coefficient de retardement.  
 $T_C$  : temps de concentration en mn

Pour notre zone d'étude, il s'agit d'une agglomération urbanisée qui doit comporter des canalisations, alors le temps de concentration sera donné comme suit :

$T_C = t_1 + t_2$  voir formule (IV.8)

- Détermination du débit déversé :

Le débit critique se compose du :

débit déversé  $Q_{dév}$  ;

du débit allant vers la station d'épuration  $Q_{step}$

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{step} \quad \dots\dots\dots \text{(VI.6)}$$

Avec :

$$Q_{step} = 3 * Q_{point\ usée} \quad \dots\dots\dots \text{(VI.7)}$$

$Q_{pointusée}$  : débit de point d'eau usée

- Détermination de la hauteur demandée par la station d'épuration  $h_{Step}$  :

Nous avons :  $R_Q = Q_{step} / Q_{ps}$  de l'abaque d'annexe 1 nous tirons  $Q_{ps}$  et de l'abaque d'annexe 2 nous tirons  $R_h$  et  $R_v$

$h_{Step} = D * R_h$

- Détermination de la hauteur d'eau déversée  $h_{dév}$  :

Nous avons :  $R_{Qcr} = Q_{cr} / Q_{ps}$  de l'abaque d'annexe 2 nous tirons  $R_{hcr}$   
 $h_{cr} = D * R_{hcr}$

$$h_{dév} = h_{cr} - h_{Step} \quad \dots\dots\dots \text{(VI.8)}$$

$h_{cr}$ : hauteur d'eau critique

- Détermination de la longueur du déversoir :

Nous appliquons la formule de Bazin :

Nous appliquons la formule de BAZIN

$$Q_d = 3/2 \mu L \sqrt{2g} h d^{3/2} \quad \dots\dots\dots \text{(VI.9)}$$

Donc :

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

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

$\mu$ : Coefficient de débit , ( $\mu = 0.60$ ) ;

$h_{dév}$ : Hauteur d'eau en (m) au-dessus du seuil du déversoir.

**Remarque :**

Nous avons choisi un type latéral sur la base du sens principal de l'écoulement (le sens d'écoulement de la canalisation qui véhicule le débit le plus important) et l'endroit de rejet ou de décharge.

Le tableau suivant montre les dimensions des différents déversoirs projetés :

**Tableau VI.3 :** dimensionnement des déversoirs d'orage projetés.

N°du DO	$Q_{cr}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{STEP}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{PS}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{dev}$ m <sup>3</sup> /s	$R_Q$	$R_h$	$R_v$	$h_{STEP}$ (mm)	$R_{Qcr}$	$R_{hcr}$	$h_{cr}$ (mm)	$h_{dev}$ (mm)	L(m)
DO1 (A 79)	0.4985	0.0058	0.55	0.492	0.012	0.03	0.2	9	0.91	0.75	225	216	2.766
DO2 (A168)	1.046	0.01191	1.4	1.034	0.011	0.029	0.1	11.6	0.75	0.65	260	248.4	4.7
DO3 (A307)	1.0402	0.02032	1.08	1.019	0.02	0.04	0.3	16	0.96	0.78	312	296	3.57
DO4, (B179)	3.136	0.048	3.75	3.088	0.15	0.2	0.6	120	0.84	0.72	432	312	10

**VI.4 Calcul et dimensionnement de la conduite de refoulement et de la station de pompage (relevage) :**

**VI.4 .1 choix de l'emplacement de la station de relevage :**

L'implantation et le type de la station de relevage sont établis suivant des considérations techniques et économiques, ils vérifient bien certains critères et conditions d'établissement du bâtiment de la station notamment aux conditions topographique et géologiques.

1. L'emplacement de la station et les ouvrages doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée.
2. Assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).
3. Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique ; des conditions géologiques.
4. prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.

5. prévoir de la verdure autour de la station.
6. la station de relevage doit être située au mieux :

Par rapport :

- aux besoins à satisfaire
- à la ressource en eau

En tenant compte des contraintes liées à la nature de la ressource en eau et notamment :

- des plus basses eaux
- des plus hautes eaux
- de débit solide. [8]

D'après la disponibilité du terrain et des eaux, et les conditions topographiques et géologiques favorables, et tant que la station doit recevoir les eaux usées à partir du collecteur A et B qui sont arrivées gravitairement, et refoulée vers la station d'épuration donc nous avons une seule variante pour l'emplacement de la station, notre station doit être projetée

Voir la planche 2 : (Plan de masse2)

#### **VI.4.2 Calcul de la Station de pompage SR :**

##### **VI.4.2.1 Calcul du débit (Q) arrivant à la station :**

D'après le tableau d'estimation des débits, nous avons le débit des eaux usées entrant à la station de relevage SR01 égale à 64.66 l/s.

La station de relevage projetée sera composée par une pompe et d'un réservoir (puisard).

Nous avons le débit arrivant à la station  $Q = 64.66 \text{ l/s}$

Nous considérons un débit de pompage  $Q_1 > Q = 65 \text{ l/s} = 234 \text{ m}^3/\text{h}$

##### **VI.4.2.2 Calcul du volume mort du réservoir :**

Pour  $t = 10$  minutes remplissage nous avons :

$$V_0 = t \times Q \quad \dots\dots\dots \text{(VI.10)}$$

Avec : Q = débit d'arrivée à la station :

$$V_0 = 10 \times 60 \times 64.66 \times 10^{-3} = 38.8 \text{ m}^3$$

##### **VI.4.2.3 Calcul du volume utile de la bache d'eau**

$$V_{\text{utile}} = V_0 + V_{\text{régulation}} \quad \dots\dots\dots \text{(VI.11)}$$

Avec:  $V_{\text{reg}} = Q_1 / 4n \quad \dots\dots\dots \text{(VI.12)}$

Ou  $Q_1$  : débit de pompage ( $Q_1 = 65 \text{ l/s} = 234 \text{ m}^3/\text{h}$ )

n : nombre de démarrage par heure

Nous Prenons  $n = 2 \text{ démar/heure}$   $V_{\text{reg}} = 234 / (4 \times 2) = 29.25 \text{ m}^3$

$$V_{\text{util}} = 38.8 + 29.25 = 68.05 \text{ m}^3$$

D'où les dimensions de la bache :  $2.00 \times 4,10 \times 6,00 = 49.20 \text{ m}^3$

**VI.4.2.4 Détermination du diamètre de la conduite de refoulement de SR vers le REGARD N° C43 :**

Le diamètre sera donné par les formules suivantes :

$$D_1 = K \cdot (Q)^{1/2}; K = 1 \text{ BONIN} \dots\dots\dots (\text{VI.13})$$

$$D_2 = K \cdot (Q)^{1/2} ; K = 1,5 \text{ BRESS} \dots\dots\dots (\text{VI.14})$$

Q: Débit (m<sup>3</sup>/s)

Nous avons Q = 64.66 l/s = 0.06466 m<sup>3</sup>/s

D1 = (Q)<sup>1/2</sup> = 0.254 > 0.2 m soit un diamètre normalisé de 315 mm en PEHD PN 16 bars.

D2 = 1,5. (Q)<sup>1/2</sup> = 0.381 m soit un diamètre normalisé de 400 mm en PEHD PN 16 bars.

**VI.4.2. 5 Calcul des pertes de charges :**

Les pertes de charges linéaires seront déterminées par la formule de Darcy Weisbach

$$\Delta H_L = \lambda \cdot (L/D) \cdot (V^2/2.g) = J \cdot L \dots\dots\dots (\text{VI.15})$$

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \ln (\varepsilon/D)]^2 = 0.059 \dots\dots\dots (\text{VI.16})$$

λ : coefficient de perte de charge linéaire, qui est fonction de la rugosité relative (ε/D)

ε : la rugosité moyenne interne de la conduite 0.01

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15 % des pertes de charges linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_L \dots\dots\dots (\text{VI.17})$$

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_L \dots\dots\dots (\text{VI.18})$$

**Tableau VI.4 :** Résultats de calcul des pertes de charge

Øint (mm)	Øext (mm)	Q (l/s )	V (m/s)	L (m)	J (m/m)	ΔH <sub>L</sub> (m)	ΔH <sub>t</sub> (m)
257.8	315	64.66	0.287	257.5	0.007677	1.957	2.27

Des résultats obtenus nous opterons pour un diamètre 315 mm PEHD PN 16 bars

**VI.4.2.6 Calcul de la hauteur manométrique totale :**

$$HMT = H_g + \Delta H_t + H_a \dots\dots\dots (\text{VI.19})$$

- H<sub>a</sub> : hauteur géométrique d’aspiration du plan d’eau à l’axe de la pompe ;

- H<sub>g</sub> : hauteur géométrique

- La cote du terrain naturel TN de la SR = 162.55 m.

- La cote du terrain naturel de regard de dissipation = 177.34 m.

$$H_g = 177.34 - 162.55 = 14.79 \text{ m}$$

$$H_a = 6.30 \text{ m.}$$

$$HMT = 23.36 \text{ m}$$

Donc:

$$\text{HMT} = 23.36 \text{ m}$$

Sachant la hauteur manométrique totale (HMT) et le débit, avec **logiciel caprari** nous pouvons ressortir la pompe correspondante.

**VI.4.2.7 Les caractéristiques de la pompe sont :**

$$Q = 67.7 \text{ l/s.}$$

$$\text{HMT} = 24.1 \text{ m.}$$

$$P = 25 \text{ KW.}$$

$$R = 71.7\%.$$

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons entamé les différents ouvrages projetés dans notre réseau d'assainissement. Ces ouvrages contribuent non seulement au bon fonctionnement hydraulique du système, mais aussi pour une économie en réduisant des sections aval suite à une décharge des débits excédentaires vers l'oued par l'intermédiaire des déversoirs d'orage latéraux. Les regards projetés ont un rôle de raccordement et de jonction et l'aération du réseau, ainsi la facilité de l'exploitation. Une station de relevage doit recevoir les eaux usées à partir du collecteur A et B qui sont arrivées gravitairement, et refoulée vers la station d'épuration.

# Chapitre VII

## **DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION (OUVRAGE ANNEXES)**

## **Introduction**

Cette phase fait appel aux données de base et informations recueillies lors de l'enquête de pollution de la zone d'étude, ainsi que sur le choix de la variante retenue.

Après analyse des données de base relative à la station d'épuration, nous avons procédé au choix de la filière technologique d'épuration la plus appropriée à la charge de pollution et à la qualité de rejet exigées.

### **VII.1 Le choix du traitement biologique**

Le choix adopté est le traitement biologique par boues activées à faible charge, ce choix est justifié par le fait que cette solution présente plusieurs aspects positifs à savoir économies de surfaces, absence de mauvaises odeurs, bon rendement d'épuration et enfin facilite l'exploitation.

Le procédé par boues activées à faible charge est consacré au traitement des effluents à caractère domestique dominant des petites et moyennes collectivités.

Ce procédé se caractérise par :

- L'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire ;
- Les boues obtenues sont en faibles quantités ;
- Un taux d'épuration généralement supérieur à 95% ;
- Des volumes d'aération et de décantation importants en raison des temps de séjours importants.

### **VII.2 Description du procédé d'épuration biologique**

Compte tenu de la qualité de l'effluent à traiter et du niveau de rejet requis, la filière proposée est du type << boues activées à faible charge >>

Dans ce type de traitement biologique des effluents, nous faisons généralement appel aux processus aérobies par lesquels les bactéries provoquent une oxydation directe des matières organiques des eaux usées à partir de l'oxygène dissous dans l'eau. La dégradation est un phénomène complexe générateur de l'énergie nécessaire à la vie des micro-organismes ; reproduction, croissance, déplacements, etc.....

Le procédé aérobique provoque le développement de bactéries qui, par des actions physico-chimiques retiennent la pollution organique et s'en nourrissent.

Le procédé à boues activées consiste en un réacteur biologique aérobie où provoque le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons appelés bioflocs. Le réacteur est alimenté en eau polluée et le mélange (eau usée-bioflocs) est appelé liqueur mixte.

La liqueur mixte est maintenue dans un régime turbulent par le système d'aération ; les aérateurs de surface en l'occurrence.

De l'oxygène dissous, introduit dans la masse de la liqueur mixte, est nécessaire pour la respiration et le développement des micro-organismes aérobies. Après un temps de contact suffisamment long, la liqueur mixte est envoyée dans le clarificateur mécanisé.

Durant cette phase, une séparation solide/liquide s'effectuant par gravité est améliorée par le mécanisme racleur.

Les boues sont ensuite recyclées dans le bassin d'oxydation de façon à maintenir une concentration adéquate en bactéries épuratrices. Les boues en excès venant du décanteur primaire sont évacuées et dirigées vers le traitement des boues.



**VII.3 Rappel des données de base :**

L'effluent de la ville de SIDI ABD-ERRAHMANE est d'origine domestique, il est issu d'un réseau de type unitaire. La base de dimensionnement de la station d'épuration prévue a été fixée comme suit :

**Tableau VII.1 :** les données La base de dimensionnement de la station d'épuration

HORIZON 2050			
Population	PH	8108	Hab.
Consommation	B	1399.72	m3/j
Débit moyen journalier	$Q^j_{moy}$	1287.74	m3/j
Débit moyen horaire	$Q^h_{moy}$	53.66	m3/h
Débit moyen horaire diurne	$Q^d_{moy}$	91.98	m3/h
$K_p$		2.08	
Débit de pointe par temps sec	$Q_{pts}$	2678.5	m3/j
		31.001	l/s
		111.60	m3/h
$K_p$ : Coefficient de pointe par temps de pluie	$K_p$	3	
Débit de pointe par temps pluvial	$Q_{ptp}$	160.97	m3/h
Nombre d'équivalent d'habitants	$N_{Eq}$	7257.94	Eq hab
Concentration en DBO <sub>5</sub> à l'entrée		2121	mg/l
La charge journalière moyenne en DBO <sub>5</sub> à l'entrée	$C_jDBO_5$	2731.3	Kg/j
La valeur théorique de la charge journalière moyenne en DBO <sub>5</sub>	$C_jDBO_5$	378.68	Kg/j
Concentration en MES		3746	mg/l
La charge MES à l'entrée	$C_jMES$	4823.87	Kg/j
La valeur théorique de la charge journalière moyenne en MES:	$C_jMES$	403.92	Kg/j
Concentration en DCO		5220	mg/l
La charge journalière moyenne en DCO à l'entrée	$C_jDCO$	6722.003	Kg/j
La valeur théorique de la charge journalière moyenne en DCO	$C_jDCO$	353.43	Kg/j
Concentration en DBO <sub>5</sub> à la sortie		30	mg/l
La charge journalière moyenne en DBO <sub>5</sub> à la sortie	$C_jDBO_5$	38.63	Kg/j
Concentration en DCO à la sortie		90	mg/l
La charge journalière moyenne en DCO à la sortie	$C_jDCO$	115.9	Kg/j

## VII.4 les procédés d'épuration

### VII.4.1 Prétraitements :

L'eau usée arrive au dégrilleur fine par refoulement à l'aide d'une pompe à boue submersible, dont une deuxième pompe sera installée sous réserve pour démarrer automatiquement en cas de panne de la première.

L'eau usée arrive au dégrilleur grossière gravitairement à partir du regard de dissipation.

Le dimensionnement des ouvrages se fait à long terme (Horizon 2050).

#### VII.4.1.1 Degrilleur

Le dégrilleur est un appareil destiné à retenir les objets volumineux solides dont les dimensions sont supérieures à la maille du dégrilleur choisi.

L'appareil est entièrement automatique et sa mise en route peut se faire de deux façons différentes au choix de l'utilisateur :

Asservissement à un contacteur à flotteur par exemple, dès que le niveau en amont de l'appareil s'élève à cause de la perte de charge provoquée par la grille colmatée.

Asservissement à une horloge qui le fera démarrer deux à trois fois par jour, le fonctionnement est automatique.

A la mise en route, les racleurs dans leur mouvement ascendant entraînent les détritiques hors de la zone mouillée de la grille où ils s'agglomèrent en s'égouttant, laissant libre l'écoulement de l'eau au travers de la grille.

Le dimensionnement des dégrilleurs (grille fine et grossière) a été effectué pour l'horizon 2050. Les grilles sont dimensionnées suivant le mode d'élimination des refus et avec le passage de l'eau brute au débit de pointe de temps sec ( $Q_{ps}$ ).

##### VII.4.1.1.1 Dimensions du dégrilleur grossier

La grille grossière doit être obligatoirement installée à l'amont du poste de relevage pour éviter les colmatages des pompes.

Les grilles grossières doivent être caractérisées par les normes suivantes :

- ❖ Espacement des barreaux :  $d = 50 \text{ mm}$
- ❖ Epaisseur des barreaux :  $e = 20 \text{ mm}$
- ❖ Hauteur de la grille = 1,00 m
- ❖ Largeur de la grille = 1,00 m

$$\beta=0.714 \quad V=1\text{m/s}, \quad \alpha=60^\circ, \quad \delta=0,5, \quad h_{\max}=0,5\text{m}, \quad \beta'=1,79$$

**VII.4.1.1.2 Dimensions de la grille fine automatique :**

Les grilles fine doivent être caractérisées par les normes suivantes :

- ❖ Espacement des barreaux :  $d = 20 \text{ mm}$
- ❖ Epaisseur des barreaux :  $e = 20 \text{ mm}$
- ❖ Hauteur de la grille =  $1,00 \text{ m}$
- ❖ Largeur de la grille =  $80 \text{ cm}$

$$\beta=0.5 \quad V=1\text{m/s}, \alpha=60^\circ, \sigma =0,5, h_{\max}=0,5\text{m}, \beta'=1,79$$

Pour le calcul des paramètres de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER

- Largeur de la grille :

Elle est donnée par la relation : 
$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \quad \dots\dots\dots(\text{VII.1})$$

Où :

L : Largeur de la grille.

$h_{\max}$  : hauteur maximum admissible de l'eau sur une grille,  $h_{\max} = (0,15 \text{ } 1.5) \text{ m}$

$\beta$  : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \quad \text{Tel que :} \quad d : \text{ épaisseur des barreaux.}$$

$e$  : espacement des barreaux.

$\sigma$  : Coefficient de colmatage de la grille :

-0.5 pour un dégrillage automatique

-0.25 pour un dégrillage manuel.

S : Surface de passage de l'effluent tel que :

$$S = \frac{Q_{\text{pte, sec}}}{V} (m^2) \quad \dots\dots\dots(\text{VII.2})$$

$Q_{\text{pte, sec}}$  : débit de pointe ( $m^3/s$ )<sup>2</sup>

V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s) tel que  $V = (0.5 - 1.50) m/s$

$\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale compris généralement entre  $60^\circ$  et  $80^\circ$

nous remplaçons l'équation (VII.2) dans l'équation (VII.1) nous obtenons la relation (VII.3)

Donc la largeur peut être exprimée par :

$$L = \frac{Q_{Pt,sec} \cdot \sin\alpha}{V \cdot h_{max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \dots\dots\dots(VII.3)$$

Nous obtenons

Pour une grille grossière : L=0.188m

Pour une grille fine : L=0.107m

**VII.4.1.2 dessableur – déshuileur :**

**VII.4.1.2.1 Principe de fonctionnement :**

Nous pouvons extraire une proportion appréciable des impuretés que contiennent les eaux usées en provoquant leur remontée à la surface et en les écumant. Tel est le cas notamment pour les graisses et les huiles de densité inférieure à celle de l'eau.

Le principe de fonctionnement du séparateur à graisse est donc basé sur une loi physique simple la différence des densités.

Afin d'accélérer la remontée des particules grasses, l'effluent sera émulsionné par insufflation d'air.

Cette aération permet de réduire le temps de passage dans cet ouvrage et empêche par le brassage qu'elle provoque toute sédimentation de matières lourdes.

**Tableau VII.1** : la vitesse de sédimentation de quelques matériaux :

Matériaux	Diamètre Mm	Masse spécifique g/cm <sup>3</sup>	Vitesse de sédimentation Cm/s
Sable fin	0.02-2.0	2.65	2.00-100
Limons	0.002-0.02	0.65	0.04-0.2
Argile	0.002	2.65	0.005-0.04
Matières organiques	0.01-0.4	1.01	0.3-0.200

**Source :** Abdelkader Gaïd ; 1984

L'ouvrage est compartimenté de telle sorte que les graisses se rassemblent à la surface dans une zone tranquille, permettant une extraction automatique, tandis que les eaux et boues sont dirigées vers l'ouvrage de traitement.

Le dessablage- déshuilage s'effectuera dans un ouvrage cylindrique dimensionné pour accepter le débit de pointe en temps sec (Qps = 111.604 m<sup>3</sup>/h).

Le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales présentes dans les eaux usées :

Calcul de la quantité de matière éliminée par le dessableur :

Les MES contiennent 30% de MM (matières minérales) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), c'est-à-dire :

$$\text{MES} = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MMS} \quad \dots\dots\dots (\text{VII.4})$$

$$\text{MES} = 4823.87 \text{ kg/j} ;$$

$$\text{MMS}_{\text{sortie}} = 30\% \text{ MMS}_{\text{entrée}} \quad \dots\dots\dots (\text{VII.5})$$

$$\text{Donc : -MVS} = 0,7.\text{MES} = 0,7*4823.87 \quad \Rightarrow \quad \text{MVS} = 3376.706 \text{ Kg/j}$$

$$\text{-MMS} = 0,3.\text{MES} = 0,3*4823.87 \quad \Rightarrow \quad \text{MMS} = 1447.1617 \text{ Kg/j}$$

$$\text{-MMS}_{\text{sortie}} = 30\% \text{ MMS}_{\text{entrée}} \quad \Rightarrow \quad \text{MMS}_{\text{sortie}} = 434.148 \text{ Kg/j}$$

$$\text{-MES}_{\text{sortie}} = \text{MVS} + \text{MMS}_{\text{sortie}} \quad \Rightarrow \quad \text{MES}_{\text{sortie}} = 3810.85 \text{ Kg/j}$$

$$\text{DBO5}_{\text{entrée}} = \text{DBO5}_{\text{sortie}} = 2731.3 \text{ kg/j}$$

$$\text{DCO}_{\text{entrée}} = \text{DCO}_{\text{sortie}} = 6722.003 \text{ kg/j}$$

Avec :

DBO5 : demande biochimique en oxygène

DCO : demande chimique en oxygène

L'ouvrage regroupe dans un même ensemble :

- ❖ Un dessablage avec une reprise automatique des sables par pompage.
- ❖ Un déshuilage aéré avec raclage mécanique des graisses et flottant.

#### VII.4.1.2.2 Dimensionnement de l'ouvrage

Temps de séjour :  $T_s = 25 \text{ mn}$  (admis)

- Volume total :

Est calculé par la formule suivante :  $V_T = Q_{ps} \times T_s \quad \dots\dots\dots (\text{VII.6})$

Dont :

$Q_{ps}$  : le débit de pointe en temps sec ( $Q_{ps} = 111.604 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$$V_T = 111.604 \times (25/60) = 46.502 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_T = 46.502 \text{ m}^3$$

Nombre d'ouvrage :  $N_b = 01$

Hauteur de l'ouvrage : on prend une hauteur de 3 m

- Surface de l'ouvrage :

Nous avons:  $V_T = S \times h \quad \dots\dots\dots (\text{VII.7})$

Dont :

$V_T$  : le volume total du bassin ( $V_T = 46.502 \text{ m}^3$ ).

$S$  : La surface du bassin ( $\text{m}^2$ )

h : la hauteur

$$S = V_T / h \quad S = 46.502 / 3 \quad \Rightarrow \quad S = 15.50 \text{ m}^2$$

- Diamètre de l'ouvrage :

Le diamètre de l'ouvrage sera calculé par la formule suivante :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad D = \sqrt{4S/\pi} = \sqrt{4 * 15.5 / 3.14} = 4.44 \quad \Rightarrow \quad D = 5 \text{ m.}$$

#### VII.4.2 Traitement biologique :

Les traitements biologiques reposent sur l'utilisation des micro-organismes naturellement présents dans les eaux, que l'on concentre dans les bassins d'épuration par floculation ou par fixation sur des supports inertes.

L'épuration biologique prévue en faible charge s'effectuera conformément à l'ensemble classique suivant ;

L'aération

La clarification, ou s'effectue la séparation « boues eau traitée » ;

La recirculation des boues assurant le réensemencement en boues des bassins d'aération.

##### VII.4.2.1 Le bassin d'aération :

###### VII.4.2.1.1 Principe de fonctionnement :

Le bassin d'aération est l'ouvrage le plus important dans une station d'épuration fonctionnant avec un procédé biologique, il est considéré comme les poumons de la station, c'est pour ça il doit être dimensionné avec précision ; ce bassin peut être sous forme circulaire ou sous forme rectangulaire.

Pour notre cas, nous avons choisi un bassin qui sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur B et de hauteur H.

##### a) Les charges :

- La charge massique :

En aération prolongée, la charge massique ( $C_m$ ) varie :  $0,2 \leq C_m \leq 0,5$  kg DBO<sub>5</sub>/kg MVS.j

- La charge volumique :

En aération prolongée, la charge volumique ( $C_v$ ) varie :  $0,6 \leq C_v \leq 1,5$  kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>/j

Nous prenons les valeurs suivantes :  $C_m = 0,3$  (Kg DBO<sub>5</sub>/kg.MES.j)

$$C_v = 1.2 \text{ (Kg DBO}_5\text{/m}^3\text{.j)}$$

La charge en  $DBO_5$  à l'entrée de bassin d'aération est  $L_0 = 2731.3 \text{ kg/j}$

- Concentration de l'effluent en  $DBO_5$  :

$$C_o = L_0 / Q_{\text{moy j}} \quad \dots\dots\dots\text{(VII.8)}$$

$$C_o = 2731.3 / 1287.74 \Rightarrow C_o = 2.121 \text{ kg/m}^3$$

- La charge en  $DBO_5$  à la sortie de bassin :

La concentration ( $C_f$ ) à la sortie doit être conforme aux normes de rejet établies par l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé) qui est fixée à 30 mg/l de  $DBO_5$ .

D'où la charge à la sortie :

$$L_s = S_f \cdot Q_{\text{moy, j}} \cdot 10^{-3} = \quad \dots\dots\dots\text{(VII.9)}$$

$$L_s = 30 \cdot 1287.74 \cdot 10^{-3} \Rightarrow L_s = 38.63 \text{ kg DBO}_5\text{/J}$$

- La charge en  $DBO_5$  éliminée :

$$L_e = L'_o - L_s = \quad \dots\dots\dots\text{(VII.10)}$$

$$L_e = 2731.3 - 38.63 \Rightarrow L_e = 2692.67 \text{ kg DBO}_5\text{/J}$$

**b) Rendement recherché :**

$$R = \frac{L_0 - L_s}{L_0} * 100 \quad \dots\dots\dots\text{(VII.11)}$$

$$R = \frac{2731.3 - 38.63}{2731.3} * 100 \Rightarrow R = 98.59\%$$

**c) La masse de boues dans le bassin d'aération :**

$$X_t = \frac{L_0}{C_m} \quad \dots\dots\dots\text{(VII.12)}$$

$$X_t = \frac{2731.3}{0.3} = 9104.33 \text{ Kg} \Rightarrow X_t = 9104.33 \text{ kg}$$

**d) Concentration de boues dans le bassin :**

$$[X_a] = \frac{X_t}{V} \quad \dots\dots\dots\text{(VII.13)}$$

$$[X_a] = \frac{9104.33}{2276.08} = 4 \Rightarrow [X_a] = 4 \text{ kg/m}^3$$

**VII.4.2.1.2 Dimensionnement de l'ouvrage**

- Volume du bassin :

est calculé par la formule suivante :  $V = L_0 / C_v \quad \dots\dots\dots\text{(VII.14)}$

Dont :

V : le volume du bassin.

$L_0$  : la charge polluante à l'entrée du bassin ( $L_0 = 2731.3 \text{ Kg/j}$ )

$C_V$  : Charge volumique par unité de volume du bassin ( $C_V = 1,2 \text{ KgDBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$ )

Donc :

$$V = 2731.3 / 1.2 = 2276.08 \quad V_T = 2276.08 \text{ m}^3$$

Nous considérons deux bassins d'aération rectangulaire dont les caractéristiques de chaque bassin sont les suivantes :

Volume du bassin :  $V = 1138.04 \text{ m}^3$

- Hauteur du bassin :

Elle est prise généralement entre 3 et 5 m donc on prend :  $H = 4 \text{ m}$

- Surface du bassin :

Nous avons:  $V_T = S \times h$

Dont :

$V$  : le volume de chaque bassin ( $V = 1138.04 \text{ m}^3$ ).

$S$  : La surface du bassin ( $\text{m}^2$ )

$h$  : la hauteur ( $H = 4 \text{ m}$ )

Donc la surface du bassin  $S = V / h$

$$S = 1138.04 / 4 = 284.51 \quad S = 284.51 \text{ m}^2$$

- Largeur du bassin :

Nous avons :

$$S = L \times B \quad \dots\dots\dots(\text{VII.14})$$

$$L = 2 \times B$$

$$S = 2 \times B^2 \quad B = \sqrt{S/2} = \sqrt{284.51/2} = 11.93$$

Nous prenons  $B = 12 \text{ m}$

- Longueur du bassin :

$$L = 2 \times B \quad L = 2 \times 12 \quad L = 24 \text{ m}$$

- temps de séjour :

$$t_s = \frac{V}{Q_{moyh}} \quad \dots\dots\dots(\text{VII.15})$$

$$t_s = \frac{2276.08}{53.66} = 2.084 \quad \Rightarrow \quad t_s = 2H \text{ et } 5mn$$

$$t_s = \frac{V}{Q_{pt}} \quad \dots\dots\dots(\text{VII.16})$$

$$t_s = \frac{2276.08}{111.60} = 1.1022 \quad \Rightarrow \quad t_s = 1H \text{ et } 6mn$$



### VII.4.2.1.3 Besoins théoriques en oxygène

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène d'une part pour se nourrir et de se développer à partir de la pollution éliminée et d'autre part par la dégradation de la matière organique ; cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse cellulaire plus celle nécessaire à la respiration endogène.

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule suivante :

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_t \quad (\text{Kg/j}) \quad \dots\dots\dots(\text{VII.17})$$

$L_e$  : DB05 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).

$X_t$  : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)

$a'$  : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et  $c'$  est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière Vivante à partir d'une pollution.

$$0.48 < a < 0.65$$

$$a' = 0,56$$

$$b' : \text{coefficient cinétique de respiration endogène } 0.07 < b' < 0.11$$

$$b' = 0,085$$

$$X_t = X_a * V \quad \dots\dots\dots(\text{VII.18})$$

$$X_t = 4 * 2276.08 = 9104.32 \text{ Kg} \Rightarrow X_t = 9104.32 \text{ Kg}$$

- Les besoins journaliers en oxygène :

$$q_{O_2} = 0,56 * 2692.67 + (0,085 * 9104.32) = 2281.76 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

- La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 2281.76 / 24 = 95.07 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

- La quantité d'oxygène nécessaire par m<sup>3</sup> du bassin :

$$q_{O_2}/m^3 = q_{O_2} / v = 95.07 / 9500 = 0.01 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3\text{j}$$

### VII.4.2.1.4 Bilan de boues

Calcul de la quantité des boues en excès :

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - b X_t - X_{\text{eff}} \quad \dots\dots\dots(\text{VII.19})$$

Avec :

$X_{\min}$  : Boues minérales. (25 % de MES)

$X_{\text{dur}}$  : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 des MVS.

$a_m$  : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO5 éliminées).

$a_m$ : Varie entre 0, 55 <  $a_m$  < 0, 65. On prend  $a_m = 0.6$ .

$L_e$  : Quantité de DBO5 à éliminer (Kg/j).

$b$  : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.  $b = 0,07$

$X_t$  : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).

$X_{\text{eff}}$  : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l)

La charge journalière en MES à la sortie de déssableur est 1447.164 Kg/j

$$X_{\min} = 0,35 * 1447.164 = 506.507 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3(0,7 * 1447.164) = 303.90 \text{ Kg /j}$$

$$a_m L_e = 0,6 * 2692.67 = 1615.602 \text{ Kg/j}$$

$$b X_t = 0,07 * 9104.32 = 637.3024 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 * Q_{\text{moyj}}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 * 1287.74 = 38.63 \text{ Kg/j}$$

Alors:

$$\Delta x = 506.507 + 303.90 + 1615.602 - 637.3024 - 38.63$$

$$\Delta x = 1750.08 \text{ kg/j}$$

#### VII.4.2.1.5 Concentration des boues en excès:

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad \dots\dots\dots(\text{VII.20})$$

Avec :

$X_m$  : Concentration de boues en excès (kg/j).

$I_m$  : L'indice de Mohlman.

$I_m$  : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette (100 à 150)

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

Nous prenons :  $I_m = 125 \text{ ml/g}$

$$X_m = \frac{1200}{125} \Rightarrow X_m = 9,6 \text{ kg / m}^3$$

Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par :  $Q_{b\ exc} = \frac{\Delta X}{X_m}$  .....(VII.21)

$$Q_{b\ exc} = \frac{1750.08}{9.6} = 182.3\ m^3 /j \quad \Rightarrow \quad Q_{b\ exc} = 182.3\ m^3 /j$$

Le débit spécifique par m<sup>3</sup> de bassin :

$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$  .....(VII.22)

$$q_{sp} = \frac{1750.08}{2276.08} = 0,77\ kg/m^3 \quad \Rightarrow \quad q_{sp} = 0,77\ kg/m^3$$

#### VII. 4.2.1.6 Les boues recyclées :

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin, nous procédons à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aérations. En effet, si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

Dans ce cas, nous assistons à un passage en anaérobiose qui provoque une remontée des boues dans le clarificateur.

#### VII. 4.2.1.7 Le taux de recyclage :

Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.

Il est donné par l'expression suivante :  $R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$  .....(VII.23)

R : taux de recyclage(%)

[X<sub>a</sub>] : concentration des boues dans le bassin = 4 Kg/m<sup>3</sup>

$$R = \frac{100 * 4}{\frac{1200}{125} - 4} = 71.43\ %$$

#### VII. 4.2.1.8 Le débit des boues recyclées :

$Q_r = R Q_j$  .....(VII.24)

Donc :  $Q_r = 0.7143 * 1287.74 = 919.83\ m^3/j \quad \Rightarrow \quad Q_r = 919.83\ m^3/j$

### VII.4.3 Décanteur secondaire (clarificateur) :

#### VII.4.3.1 Principe de fonctionnement :

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont recerclées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation)

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné ( $50^\circ$  au moins sur l'horizontal).

Alors, nous optons pour un décanteur circulaire à fond incliné, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès.

#### VII.4.3.2 Dimensionnement de l'ouvrage

- Volume du décanteur :

Nous avons :  $V = Q_{ps} \cdot t_s$

Dont :

$Q_{ps}$  : le débit de pointe en temps sec ( $Q_{ps} = 111.604 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$t_s$  : Le temps de séjour ( $t_s = 1,5 \text{ h}$ )

Donc :  $V = 111.604 \times 1,5 = 167.406 \text{ m}^3$

Alors, nous considérons un seul décanteur dont les caractéristiques sont les suivants :

- Surface horizontale du décanteur :

Nous avons :  $S_H = \frac{Q_{ps}}{V_a}$

Dont :

$Q_{ps}$  : le débit de pointe en temps sec ( $Q_{ps} = 111.604 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$V_a$  : La vitesse ascensionnelle recommandée ( $V_a = 2,5 \text{ m/h}$ )

Donc :  $S_H = \frac{111.604}{2,5} = 44.64 \Rightarrow S_H = 44.64 \text{ m}^2$

- Hauteur du décanteur :

Nous avons :

$$V = S_H \times H \Rightarrow H = \frac{V}{S_H}$$

Dont :

$V$  : Le volume du décanteur ( $V = 167.406 \text{ m}^3$ ).

$S_H$  : Surface horizontale du décanteur

Donc :  $H = \frac{167.406}{44.64} = 3.75 \Rightarrow H = 4,00 \text{ m}$

- Diamètre du décanteur :

Nous avons :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = 7.54 \Rightarrow D = 8.00 \text{ m}$$

#### VII.4.4 Bassin de chloration :

##### VII.4.4.1 Principe de fonctionnement :

La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes pathogènes, bactéries, virus et parasites ainsi que la majorité des germes banals moins résistants. C'est le moyen de fournir une eau bactériologiquement potable, tout en y maintenant un pouvoir désinfectant suffisamment élevé pour éviter les reviviscences bactériennes dans les réseaux de distribution.

La désinfection est une post-oxydation. Elle est assurée par des oxydants chimiques tels que le chlore  $Cl_2$ , le dioxyde de chlore  $ClO_2$ , l'ozone  $O_3$  et dans certain nombre de cas, par un procédé physique comme le rayonnement UV.

##### VII.3.1.2 Dimensionnement de l'ouvrage

- Volume du bassin de chloration :

Nous avons :  $V = Q_{psp} \cdot t_s$

Dont :

$Q_{ptp}$  : le débit de pointe en temps de pluie ( $Q_{ptp} = 160.97 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$t_s$  : Le temps de contact  $t_s = 30 \text{ mn}$

Donc :  $V = 160.97 \times (30/60) = 80.485 \text{ m}^3$

Alors, nous considérons un seul bassin de chloration dont les caractéristiques sont les suivantes :

Le volume du bassin de chloration :  $V = 80.485 \text{ m}^3$

La hauteur du bassin de chloration :  $H = 3 \text{ m}$ .

La surface du bassin de chloration :  $S = 26.83 \text{ m}^2$

Largeur du bassin de chloration :  $B = 3.66 \text{ m}$ . Nous prenons  $B = 4 \text{ m}$

La longueur du bassin de chloration :  $L = 7.33 \text{ m}$ . Nous prenons  $L = 8 \text{ m}$

Nombre de bassin : 01.

#### VII.4.5 Epaisseur de boues :

##### VII.4.5.1 Principe de fonctionnement :

Le but du traitement des boues est de réduire le volume et de rendre inerte les boues. La diminution du volume est obtenue par l'élimination de l'eau. Il faut réduire la teneur en matières organiques pour éviter toute fermentation. Le choix du traitement est fonction de l'origine et de la qualité des boues.

➤ **Epaississement :**

C'est la première étape pour réduire le volume de boues et en augmenter la concentration pour permettre la déshydratation. Le concentrateur statique présente deux phases de fonctionnement.

➤ **Stabilisation :**

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations en vue de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue les stabilisations chimiques ou biologiques. Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

Pour bloquer les fermentations bactériennes, le PH requis est de l'ordre de 10 à 11. Le composé de choix est la chaux vive. Son incorporation se réalise à une boue déjà floculée égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de chaux provoque une forte élévation de température et par conséquent une évaporation de l'eau. Un dosage de 15 à 25% par rapport au MS est préconisé.

**VII.4.6 Déshydratation :**

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide, qui devra évidemment répondre aux exigences de désinfection choisie.

Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur ( $Q_t$ ) :

Quantité totale journalière des boues ( $DX_t$ ) :

Est donnée par la formule suivante :  $DX_t = DX_p + DX_s \dots\dots\dots(\text{VII.24})$

Dont :

$DX_p$  : Quantité journalière de la boue primaire (Kg/j).

$DX_p = DBO_5(e) + MES(e) = 2731.3 + 3376.706$ . Donc  $DX_p = 6108.006$  Kg/j

$DX_s$  : Quantité journalière de la boue secondaire ( $DX_s = 1750.08$  Kg/j).

$DX_t = 6108.006 + 1750.08$       $DX_t = 7858.086$  Kg/j

Ce débit est donné par la formule :  $Q_t = Q_1 + Q_2$ ,

Dont :

$Q_1$  : le débit arrivant du décanteur primaire.

$Q_1 = DX_p / S_1 = 2731.3 / 25 = 109.252$  m<sup>3</sup>/j.

$Q_2$  : le débit arrivant du décanteur secondaire :

$Q_2 = DX_s / 10 = 3376.706 / 10 = 337.67$  m<sup>3</sup>/j.

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur :

Pour les boues primaires  $S_1 = 20$  à  $30$  g/l

Pour les boues secondaires  $S_2 = 10$  g/l

Donc :  $Q_t = 109.252 + 337.67 = 446.92$   $Q_t = 446.92$  m<sup>3</sup>/j

- Le volume de l'épaississeur :

Le volume de l'épaississeur est calculé par la formule :  $V = Q_t \times T_s$

Dont :

$Q_t$  : le débit journalier reçu par l'épaississeur. ( $Q_t = 446.92$  m<sup>3</sup>/j).

$T_s$  : temps de séjour ( $T_s = 2$  j)

Donc :  $V = 446.92 \times 2$   $V = 893.84$  m<sup>3</sup>

- la surface horizontale :

Pour une profondeur  $h = 4$  m ; Nous calculons la section  $S = V/4$

$S = 893.8 / 4 = 223.46$  m<sup>2</sup>  $S = 223.46$  m<sup>2</sup>

Calcul du diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 223.46}{3.14}} = 16.87 \text{ m} \quad D = 17 \text{ m}$$

#### VII.4.7 Lit de séchage :

##### VII.4.7.1 Principe de fonctionnement :

Le séchage des boues sur des lits de sables drainés est encore la technique la plus utilisée.

Les aires de séchage seront constituées d'une couche de sable de 10-20 cm disposée sur une couche de graviers fins (5 à 15 mm) sous laquelle 15 à 20 cm de gros graviers (10 à 40 mm) assurent la circulation de l'eau filtrée qui est recueillie à la base du lit par un réseau de drains, pour les ramener en tête de station soit gravitairement, soit à l'aide du poste de relèvement.

La densité et la pente des drains doivent être suffisantes pour assurer un drainage homogène de toute la masse boueuse

La couche de boues épandue est de l'ordre de 30 cm. Une trop grande épaisseur conduit un colmatage rapide de la couche supérieure de sable.

L'enlèvement des boues séchées se réalise manuellement et périodiquement, suivant une fréquence liée aux conditions climatiques. Nous admettons généralement, pour le séchage des boues résiduelles sur des lits traditionnels, une durée de séchage de un mois.

Les lits de séchage doivent être refaits tous les deux ans.

**VII.4.7.1 Dimensionnement de l'ouvrage**

- Volume du lit (V)

Nous admettons :

L'épaisseur maximale des boues est comprise entre 20 et 30 cm.

Nous avons  $e=30$  cm.

La longueur  $L = 25$  m.

La largeur  $B = 13$  m

La hauteur  $H = 1,5$  m.

Donc, le volume  $V = L \times B \times H = 25 \times 13 \times 1,5 \quad V = 487,50 \text{ m}^3$

- Volume des boues épandues par lit et par an ( $V_a$ ) :

Nous admettons que le lit sert 10 fois par an ; donc le Volume des boues épandues par lit et par an

Sera :  $V_a = V \times 10 = 487,50 \times 10 \quad V_a = 4875 \text{ m}^3$

- Volume journalière des boues épandues ( $V_e$ ) :

Sachant que la concentration des boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l (on prend une concentration de 25 g/l).

Quantité journalière de la boue secondaire ( $DX_s = 3376.706 \text{ Kg/j}$ )

Donc :  $V_e = 3376.706 / 25 = 135.06 \text{ m}^3/\text{j} \quad V_e = 135.06 \text{ m}^3/\text{j}$

- Volume des boues à sécher par an ( $V_{an}$ ) :

Ce volume sera calculé comme suite :

$V_{an} = V_e \times 365 = 135.06 \times 365 \quad V_{an} = 49299.907 \text{ m}^3/\text{an}$

- Nombre nécessaire des lits :

Le nombre nécessaire des lits est :

$N = V_{an} / V_a = 49299.907 / 4875 = 10 \text{ lit} \quad N = 10 \text{ lit}$

- Surface totale des lits :

$S = 10 \times 325 \quad S_t = 3250 \text{ m}^2$

Les ouvrage de la station d'épuration sont représenté dans le schema Annexe N°3



Tableau récapitulatif VII.2 :

Désignation	Unités	Dimensions
Dégrilleur		
La longueur (grossière/fine) : (L)	m	0.188/0.107
La largeur (grossière/fine) : (B)	m	1/0.8
dessableur-déshuileur		
Le volume : (V)	m <sup>3</sup>	46.502
Le nombre : (N)	/	1
La hauteur (H)	m	3
La surface (S)	m <sup>2</sup>	4.44
Le diamètre (D)	m	5
bassin d'aération		
Le volume total : (Vt)	m <sup>3</sup>	2276.08
Le nombre : (N)	/	2
Le volume : (V)	m <sup>3</sup>	1138.04
La hauteur (H)	m	4
La surface (S)	m <sup>2</sup>	284.51
La longueur : (L)	m	24
La largeur : (B)	m	12
Décanteur-Clarificateur		
Volume (V)	m <sup>3</sup>	167.406
Nombre	/	1
Surface (S)	m <sup>2</sup>	44.64
Hauteur (H)	m	4
Diamètre (D)	m	8
Bassin de Chloration		
Volume (V)	m <sup>3</sup>	80.485
Nombre	/	1
Hauteur (H)	m	3
Surface (S)	m <sup>2</sup>	26.83
Largeur (B)	m	4

Désignation	Unités	Dimensions
Longueur (L)	m	8
Epaississeur des boues		
Volume (V)	m <sup>3</sup>	893.84
Surface (S)	m <sup>2</sup>	223.46
Diamètre (D)	m	17
Lit de séchage		
Volume (V)	m <sup>3</sup>	487,50
Nombre	/	10
Hauteur (H)	m	1,50
Surface (S)	m <sup>2</sup>	325
Largeur (B)	m	13
Longueur (L)	m	25

### Conclusion :

La station d'épuration est un outil fondamental d'une part pour la protection des milieux aquatiques naturels d'autre part pour la valorisation et la réutilisation de cette ressource en agriculture.

Dans notre travail, nous avons revu la conception et le dimensionnement pour l' horizon 2050.

# Chapitre VIII

## **Organisation de chantier**

## Introduction

Après la phase d'étude nous passons à la réalisation du projet, ce dernier est dans la majorité des cas confié à un entrepreneur spécialisé, le financement étant assuré par le maître d'ouvrage. Ce dernier, ou son délégué (maître d'œuvre), doit surveiller lors de l'exécution que les travaux sont bien réalisés conformément aux prescriptions contenues dans les documents contractuels ainsi qu'aux règles de l'art.

### VIII.1 Emplacement des canalisations

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée, les branchements d'immeubles ont, de ce fait la même longueur.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées.

### VIII.2 Exécution des travaux :

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

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche du 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 ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards ;
- Remblai des tranchées ;

### VIII.3 Découpage de la couche végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, nous devons tout d'abord commencer par l'opération de découpage des terres végétales sur des faibles profondeurs,

Le volume de la couche à découper est :

$$V = B.h.L (m^3) \quad \dots\dots\dots (VIII.1)$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (m)

L : longueur total des tranchées (m)

**VIII.4 Emplacement des jalons des piquets :**

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation

**VIII.5 Exécution des tranchées :**

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs de 30 cm de part et d'autre. Si la nature des joints le rend nécessaire, leur confection doit être facilitée par la création de niches dans le fond et dans les parois des tranchées.

- a) largeur du fond de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est donnée par la formule :

$$B = d + (2 \times 0,3) \quad (\text{m}) \quad \dots\dots\dots(\text{VIII.2})$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

- b) profondeur de la tranchée :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + d + h \quad (\text{m}) \quad \dots\dots\dots(\text{VIII.3})$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de sable. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

**VIII.6 Aménagement du lit de sable :**

Le fond de la tranchée est normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm ; c'est-à-dire bien gradué, de préférence soit rapproché des conditions suivantes :

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 4 \quad \dots\dots\dots(\text{VIII.4})$$

$$1 \leq \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \leq 3 \quad \dots\dots\dots(\text{VIII.5})$$

Avec :

D : étant l'ouverture des mailles qui laissent passer 10, 30, ou 60% de l'échantillon.

En terrain aquifère, le lit pourra être constitué de gravillons 5/15 ; il peut, s'avérer nécessaire de le consolider en exécutant un drainage à l'aide de drains placés sous de la conduite.

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

#### **VIII.7 Pose des canalisations en tranchées :**

La mise en place des conduites dépend des opérations suivantes :

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement, s'il existe, étant dirigé vers l'amont ;

Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre ou de coins en bois, l'usage de pierres étant proscrit ;

Les éléments d'un même tronçon se présentent dans un même axe ;

La pente reste régulière entre chaque deux regards ;

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

#### **VIII.8 Confection des joints :**

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints au mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 0,60m, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

#### **VIII.9 Réalisation des regards :**

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé.

Nous pouvons avoir de regards préfabriqués.

#### **VIII.10 Epreuve des canalisations et essais du réseau :**

L'attention est particulièrement attirée, de nos jours sur les désordres inhérents à l'introduction d'eaux parasites dans les réseaux. C'est pourquoi la question de la bonne étanchéité d'un réseau, lors de la mise en place doit être faire l'objet d'un contrôle efficace.

Plusieurs techniques ont été utilisées pour pratiquer ce contrôle :

- Examen visuel des canalisations visitables ;

- Examen par caméra télévision ;
- Test au fumé par introduction d'une cartouche de gaz fumigène avec repérage des points éventuels de réapparition du fumé.
- Test sous baisse pression d'air ;

#### **VIII.11 Remblaiement des tranchées :**

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

Au-dessus de l'assise et après les essais, le remblaiement et le damage doivent être poursuivis par couches successives jusqu'à une hauteur de 0.10m, au-dessus de la génératrice supérieure de l'assemblage.

L'exécution de l'assise et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'aide d'engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux.

#### **VIII.12 Choix des engins :**

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qu'elle convient.

#### **VIII.13 Devis quantitatif et estimatif :**

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Travaux de décapage de la terre végétale ;
- L'exécution des tranchées ;
- Fourniture et pose de lit de sable ;
- Fourniture et pose des buses en béton ou en béton armé ;
- Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé ;
- Travaux de remblaiement de la tranchée ;
- Transport des sols excédentaires
- Réalisation de déversoir d'orage de 2.50m x 1.20m en béton armé suivant plans
- Réalisation d'une fosse septique suivant plans
- Réalisation et aménagement des tranchées d'épandage
- Rétablissement des traversées de routes y compris dalles de protection de la conduite, reconstitution du corps de chaussées et du revêtement suivant plan

- Essais d'étanchéité des canalisations avant remblaiement des tranchées

#### VIII.14.1 Détermination des différents volumes :

##### a) Volume de la couche végétale :

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \quad \text{.....(VIII.6)}$$

$V_{cv}$  : Volume de la couche végétale en (m<sup>3</sup>).

$H_v$  : Profondeur la couche végétale (on prend  $H_v = 0,1$  m).

$L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).

$B$  : Largeur de la couche végétale en (m).

##### b) Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B \cdot L \cdot H \quad \text{.....(VIII.7)}$$

$V_d$  : Volume des déblais des tranchées en (m<sup>3</sup>).

$B$  : Largeur de la couche du tronçon en (m).

$L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).

$H$  : Profondeur de la tranchée en (m).

##### c) Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e \cdot L \cdot B \quad \text{.....(VIII.8)}$$

$V_{ls}$  : Volume du lit du sable en (m<sup>3</sup>).

$e$  : Epaisseur de la couche de sable en (m).

$B$  : Largeur de la couche du tronçon en (m).

$L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).

##### d) Volume occupé par les conduites :

$$V_{cdt} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \quad \text{.....(VIII.9)}$$

$V_{cdt}$  : Volume occupé par les conduites en (m<sup>3</sup>).

$L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).

$D$  : Diamètre de la conduite en (m).

##### e) Volume du remblai :

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad \text{.....(VIII.10)}$$

$V_r$  : Volume du remblai en (m<sup>3</sup>).

##### f) Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r \quad \text{.....(VIII.11)}$$

$V_{exc}$  : Volume du sol excédentaire en (m<sup>3</sup>).

$V_f$  : Volume du sol foisonné en (m<sup>3</sup>).



Tel que

$$V_f = V_d \cdot K_f$$

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas nous avons :

$$K_f = 1,2$$

**VIII.1 Calcul du devis quantitatif et estimatif du projet :**

	Désignation des travaux	unité	Quantité	P.U	Montant
1	Terrassement en terrain de toutes natures suivant les profils en long et en travers	m <sup>3</sup>	12766.92	500	533186.49
2	Remblais en terre tamisée	m <sup>3</sup>	11723.99	300	3517197
3	Fourniture et pose de lit de sables	m <sup>3</sup>	1042.925	1000	1041925
4	Fourniture ; transport et pose de canalisation en béton armé à emboitement y compris les joints élastomères et essais hydraulique et toutes sujétions de bonne exécution				
5	Φ 300 mm	ml	336	4000	1344000
6	Φ 400 mm	ml	177	5000	885000
7	Φ 500 mm	ml	36	6000	216000
8	Φ 600 mm	ml	97	6500	630500
9	Φ 800 mm	ml	29	7000	203000
10	Φ 1000 mm	ml	447	10000	4470000
11	Φ 1200 mm	ml	751	12000	9012000
12	Fourniture et pose de canalisation de refoulement en PEHD PN16 bars Φ250mm y compris fusionnage des joints et essais hydraulique et toutes sujétions de bonne exécution.	ml	280	3800	1064000
13	Réalisation de regards en BA	U	395	45000	17775000
Total (H.T)					40691808.49
T. V. A (17%)					6917607.4433
Total (T.T.C)					47609415.933

**Conclusion**

Au terme de ce chapitre, il faut insister sur le fait que le déroulement des opérations de réalisation doit respecter un ordre bien précis, c'est-à-dire que les opérations peuvent être en série ou elles peuvent se faire simultanément. à cet effet l'entreprise de réalisation doit impérativement en tenir compte pour pouvoir estimer la durée du projet.

Une estimation du cout du projet a été faite en se basant sur les prix actualisés de chaque article établi à partir de la nature des opérations.

Le présent devis quantitatif et estimatif est arrêté en toutes taxes comprises à la somme de : (47.609.415 ,933 DA).

## **Conclusion générale**

Assurer l'assainissement est aujourd'hui une des obligations de la commune de SIDI ABDERRAHMANE. Cela passe par l'élaboration d'un schéma directeur d'assainissement qui permet de faire l'état des lieux du réseau projeté et de préconiser des travaux afin d'optimiser son fonctionnement à long terme.

Nous avons établi un système unitaire tel que pour l'évaluation de débit pluvial nous avons utilisé la méthode rationnel qui est la plus simple.

Le point le plus important pour notre projet d'assainissement de cette commune, dimensionné d'une façon adéquate, consiste à évacuer les eaux usées et une partie d'eau pluviale vers la station d'épuration qui sera également dimensionner ceci pour ne pas nuire au milieu naturel.

La topographie constitue une contrainte très importante, d'où l'étude a permis de dégager le tracé d'une seule variante. Cette dernière comporte trois collecteurs principal et des collecteurs secondaires pour chaque sous bassin.

Pour les éléments du réseau d'égout ; nous avons projeté des regards de visite, des regards de jonction, les regards de chute sont utilisés car la pente est trop importante. L'emplacement des bouches d'égout se fait au niveau des caniveaux le long de la voirie qui porte le collecteur principal avec un espacement de 50m.

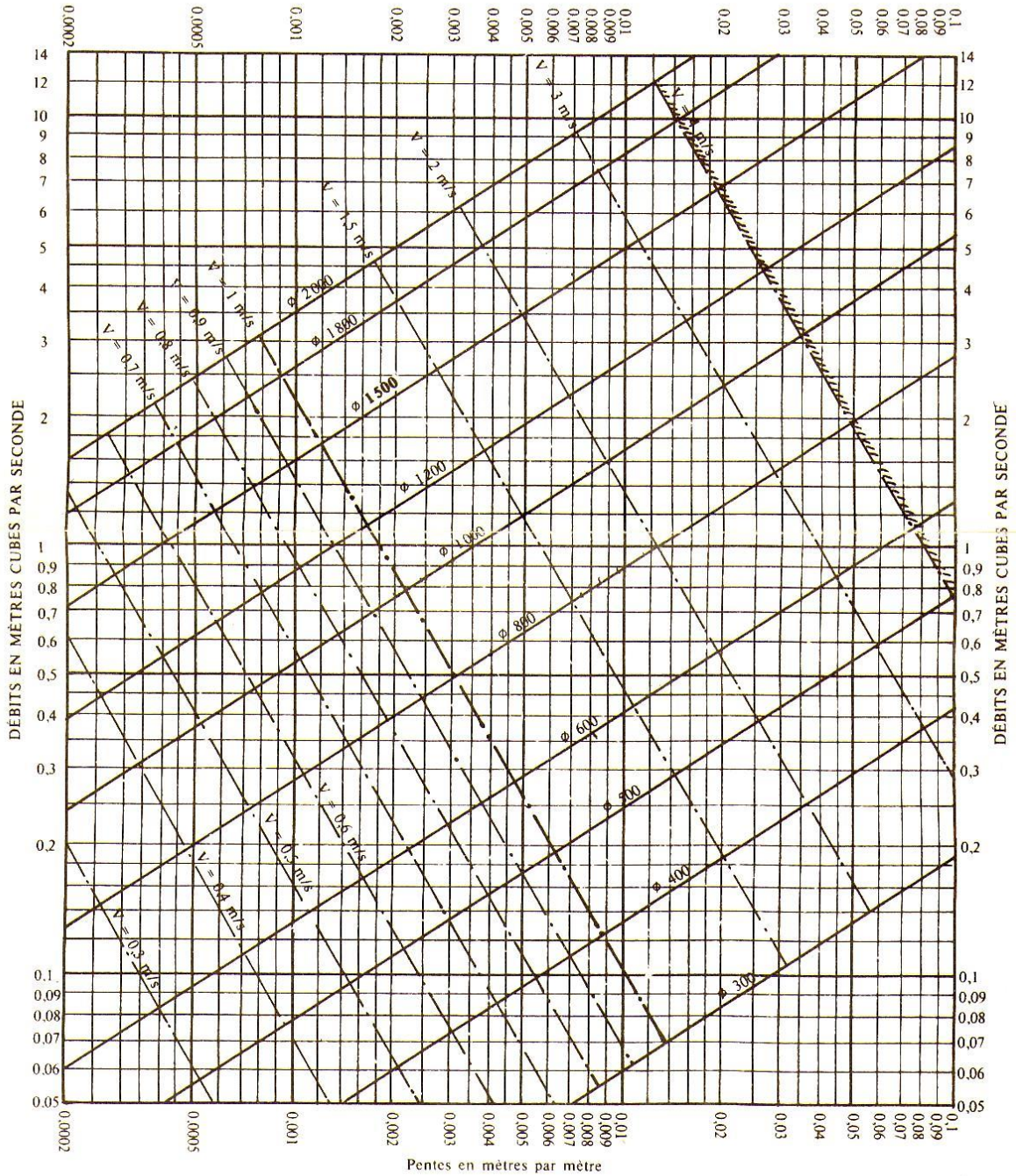
Nous terminons avec une estimation du cout du projet d'environ 47.609.415 ,933 DA.

## **Bibliographie**

- [1] : **pr Benina touaibia**, Manuel pratique d'hydrologie, mars 2004.
- [2] : **SALAH, B.**, 2014 « polycopie d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA
- [03] : **GOMELLA, C., GUERREE, H.**, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris
- [04] : **REGIS, B.**, 1984 « les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris
- [5] : **Satin M., Bèchir S**, 1999 Evacuation des eaux usées domestiques et pluviales-conception et composants des réseaux –Epuraton des eaux et protection de l'environnement- Exploitation et gestion des systèmes d'assainissement. Moniteur référence technique. Guide technique de l'assainissement, paris
- [6] : **article hydraulique urbain**, étude et chantier 2016
- [7] : **direction assainissement et environnement**, étude de l'élaboration des plan types des ouvrages d'assainissement Maroc, 2007
- [8] : **J.djoukam** / Cours de station de pompage / Juin 1999.

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

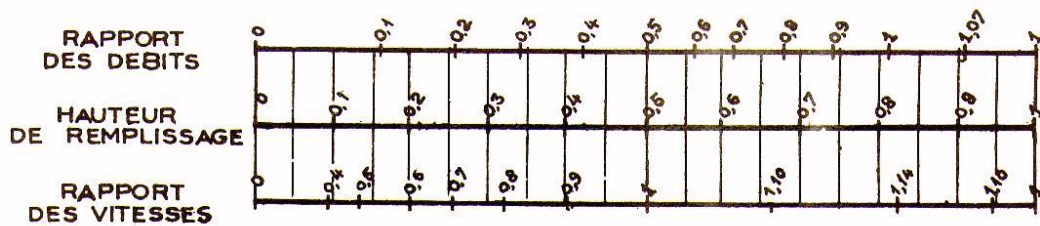


ANNEXE X

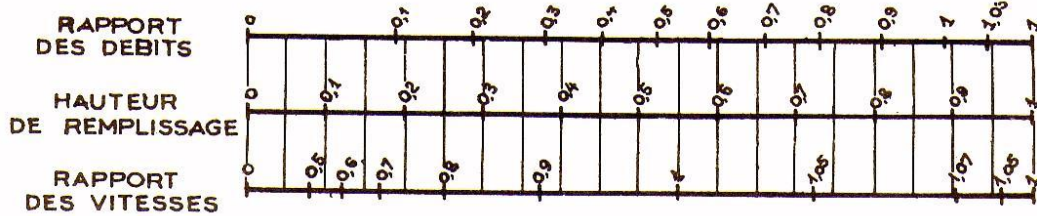
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Annexe N°3 :schema de la station d'épuration

