

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :  
Melle. GRID Samira

Melle. GHILAS Katia

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

Option : Hydraulique Urbaine

### INTITULE:

**DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX DE  
DISTRIBUTION DE L'EAU POTABLE ET  
D'ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES  
SEPARATIF DU POS UF04 DE TASSOUST,  
COMMUNE AMIR ABDELKADER, W.JIJEL**

Soutenu le 08 / 10 / 2020 devant le jury composé de :

- Président : Mr. BEDJOU A.
- Promoteurs: Mr. BENZERRA A.  
Mr. MERAH F.
- Examineur: Mr. BERREKSI A.

# Remerciements

Avant tout, nous remercions **Dieu** qui a illuminé notre cursus et qui nous a armé de courage pour achever nos études.

Deuxièmement, nos remerciements vont particulièrement à nos parents pour leur soutien et leurs encouragements.

Nous tenons à remercier également nos promoteurs, **Mr. MERAH.Ferhatet Mr. BENZERRA.Abbas** pour avoir encadré notre travail et nous avoir aidé par leurs orientations et leurs précieux conseils pour l'élaboration de cette étude.

Ainsi que les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous devons remercier les ingénieurs du bureau d'étude **URBASe** spécialement **Mme. NIYA.Amina** qui nous a beaucoup aidé et orienté.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui nous ont conseillé, qui se sont simplement intéressées à ce travail, et aussi celles qui, on l'espère nous pardonneront de les avoir oubliées.

# Dédicaces

Nous dédions ce modeste travail en signe de respect  
et de reconnaissance à :

Nos chers parents qui n'ont jamais cessé de nous  
encourager durant tout notre cursus ;

Nos frères et nos sœurs ;

A tous nos proches ;

Et à tous nos ami(e)s.

**GRID Samira**  
**GHILAS Katia**

## **Table des matières**

**Introduction générale .....2**

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

I.1. Introduction .....4  
I.2. Présentation du POS UF04 Tassoust .....4  
    I.2.1. Définition du POS (plan d'occupation des sols) .....4  
    I.2.2. Objectifs du POS .....4  
    I.2.3. Phases d'étude du POS .....4  
I.3. Situation géographique .....5  
I.4. Situation climatique .....6  
    I.4.1. Les précipitations .....6  
    I.4.2. Les températures .....6  
I.5. Situation démographique .....6  
I.6. Situation hydraulique .....7  
    I.6.1. Réseau d'alimentation en eau potable .....7  
    I.6.2. Réseau d'assainissement des eaux usées existant .....8  
I.7. Conclusion .....8

### **PARTIE I: Distribution d'eau potable**

#### **CHAPITRE II: Estimation des besoins en eau**

II.1. Introduction .....11  
II.2. Estimation de la population .....11  
    II.2.1. Logements collectifs .....11  
    II.2.2. Logements particuliers .....11  
II.3. Choix de la norme de consommation (Dotation) .....11  
II.4. Calcul de la consommation moyenne journalière .....11  
II.5. Estimation des besoins en eau pour chaque groupe de consommation .....12  
    II.5.1. Estimation des besoins domestiques .....12  
    II.5.2. Estimation des besoins des équipements .....12

II.5.3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	14
II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière .....	14
II.7. La variation des consommations .....	15
II.7.1. Etude des consommations journalières .....	15
II.7.2. Etude des consommations horaires .....	17
II.8. Tableau récapitulatif des débits .....	20
II.9. Conclusion.....	20

### CHAPITRE III: Les réservoirs

III.1. Introduction.....	22
III.2. Fonction et rôle des réservoirs .....	22
III.3. Emplacement des réservoirs .....	22
III.4. Classification des réservoirs .....	23
III.5. Choix du type du réservoir.....	23
III.6. Equipements hydrauliques des réservoirs.....	23
III.6.1. Conduite d'arrivée (d'adduction) .....	23
III.6.2. Conduite de départ (de distribution) .....	24
III.6.3. Conduite de vidange .....	24
III.6.4. Conduite du Trop-plein.....	24
III.6.5. By-pass.....	24
III.6.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie .....	25
III.7. Entretien des réservoirs.....	26
III.8. Capacité du réservoir .....	26
III.8.1. Méthode analytique .....	26
III.8.2. Méthode graphique .....	27
III.9. Détermination de la capacité de réservoir du P.O.S UF04 :.....	28
III.9.1. Méthode analytique .....	28
III.9.2. Méthode graphique .....	29
III.10. Dimensionnement du réservoir projeté.....	29
III.10.1. Hauteur d'eau dans la cuve .....	29
III.10.2. Diamètre du réservoir .....	29
III.10.3. Hauteur d'incendie $H_{inc}$ .....	30
III.11. Tableau récapitulatif .....	30
III.12. Conclusion .....	30

**CHAPITRE IV: Dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable**

IV.1. Introduction.....32

IV.2. Choix du type du réseau .....32

IV.3. Définition d'un réseau mixte (combiné).....32

IV.4. Conception d'un réseau de distribution d'eau potable .....33

IV.5. Choix du tracé.....33

IV.6. Choix du type des conduites .....34

IV.7. Calcul hydraulique .....34

    IV.7.1. Débit de pointe .....34

    IV.7.2. Débit spécifique.....34

    IV.7.3. Débits en route .....35

    IV.7.4. Débits aux nœuds .....35

    IV.7.5. Les pertes de charge .....35

    IV.7.6. La vitesse .....35

    IV.7.7. La pression.....36

    IV.7.8. Calcul des différents débits du réseau .....36

IV.8. Modélisation et simulation du réseau hydraulique .....37

    IV.8.1. Présentation du logiciel EPANET .....37

    IV.8.2. Manipulation du logiciel EPANET .....37

    IV.8.3. Composant du réseau.....37

    IV.8.4. Modélisation du réseau .....38

    IV.8.5. Simulation du réseau .....38

    IV.8.6. Vérification des résultats .....38

IV.9. Conclusion .....43

**PARTIE II: Assainissement des eaux usées**

**CHAPITRE V: Généralités**

V.1. Introduction.....46

V.2. Gestion d'un réseau d'assainissement d'eaux usées .....46

V.3. Types des systèmes d'évacuation d'eau usées .....46

    V.3.1. Système unitaire (tout-à-l'égout).....46

    V.3.2. Système séparatif.....46

    V.3.3. Système pseudo-séparatif.....47

V.4. Constitution d'un réseau d'assainissement .....47

V.4.1. Ouvrages principaux .....	47
V.4.2. Ouvrages annexes .....	47
V.5. Critères de la conception et du dimensionnement d'un réseau d'assainissement ...	47
V.6. Critères du choix du type du réseau d'assainissement .....	47
V.6.1. Système unitaire .....	48
V.6.2. Système séparatif .....	48
V.6.3. Système pseudo-séparatif.....	48
V.6.4. Système d'assainissement opté.....	49
V.7. Choix du schéma de configuration du réseau d'évacuation.....	49
V.7.1. Les différents schémas d'évacuation .....	49
V.8. Exploitation du réseau .....	50
V.9. Conclusion .....	51

## **CHAPITRE VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement des E.U**

VI.1. Introduction.....	53
VI.2. Description du réseau projeté .....	53
VI.3. Profil en long et pentes des canalisations .....	54
VI.4. Estimation des débits.....	55
VI.4.1. Débit moyen futur pour chaque sous-bassin de collecte .....	55
VI.4.2. Débit de route.....	56
VI.4.3. Débit moyen.....	57
VI.4.4. Débit de pointe .....	57
VI.5. Dimensionnement des canalisations .....	58
VI.5.1. Détermination des diamètres des conduites .....	58
VI.5.2. Vérification des conditions d'auto-curage.....	59
VI.6. Constatations et perspectives .....	65
VI.6.1. Calcul du nombre de réservoir de chasse à placer .....	65
VI.6.2. Calcul de la capacité des réservoirs de chasse .....	66
VI.6.3. Calcul du volume d'eau annuel nécessaire .....	66
VI.7. Conclusion .....	67

## **CHAPITRE VII: Dimensionnement des bassins de décantation**

VII.1. Introduction .....	69
VII.2. Généralités.....	69

VII.2.1. Définition d'un bassin de décantation .....	69
VII.2.2. Principe de la décantation.....	69
VII.2.3. Types des bassins de décantation.....	69
VII.2.4. Choix du type du bassin de décantation .....	73
VII.3. Dimensionnement des bassins de décantation.....	73
VII.4. Conclusion.....	76
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>78</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>80</b>
<b>Annexes .....</b>	<b>82</b>

## Liste des tableaux

### **Partie I : Alimentation en eau potable**

<b>Tableau (I.1) : Précipitations moyennes mensuelles.....</b>	<b>6</b>
<b>Tableau (I.2) : Températures moyennes mensuelles.....</b>	<b>6</b>
<b>Tableau (II.1) : Les besoins domestique .....</b>	<b>12</b>
<b>Tableau (II.2) : Besoins scolaires.....</b>	<b>13</b>
<b>Tableau (II.3) : Besoins sanitaires.....</b>	<b>13</b>
<b>Tableau (II.4) : Besoins culturels.....</b>	<b>13</b>
<b>Tableau (II.5) : Besoins sportifs.....</b>	<b>13</b>
<b>Tableau (II.6) : Besoins de services.....</b>	<b>14</b>
<b>Tableau (II.7) : Besoins des loisirs.....</b>	<b>14</b>
<b>Tableau (II.8) : Tableau récapitulatif des besoins en eau.....</b>	<b>14</b>
<b>Tableau (II.9) : Majoration de la consommation moyenne journalière.....</b>	<b>15</b>
<b>Tableau (II.10) : Débit maximal journalier.....</b>	<b>16</b>
<b>Tableau (II.11) : Débit minimal journalier.....</b>	<b>17</b>
<b>Tableau (II.12) : Valeurs du coefficient <math>\beta_{\max}</math> en fonction du nombre d'habitants.....</b>	<b>17</b>
<b>Tableau (II.13) : Détermination de la valeur du coefficient <math>K_{\max.h}</math>.....</b>	<b>18</b>
<b>Tableau (II.14) : Répartition de la consommation horaire.....</b>	<b>18</b>
<b>Tableau (II.15) : Valeurs du coefficient <math>\beta_{\min}</math> en fonction du nombre d'habitants.....</b>	<b>19</b>
<b>Tableau (II.16) : Détermination de la valeur du coefficient <math>K_{\min.h}</math>.....</b>	<b>20</b>
<b>Tableau (II.17) : Débit minimal horaire.....</b>	<b>20</b>
<b>Tableau (II.18) : Récapitulatif des différents débits.....</b>	<b>20</b>
<b>Tableau(III.1) : Classification des réservoirs.....</b>	<b>23</b>
<b>Tableau (III.2) : Détermination de <math>P_{\max}</math> par la méthode analytique.....</b>	<b>28</b>
<b>Tableau(III.3) : Dimensions du réservoir.....</b>	<b>30</b>
<b>Tableau (IV.1) : Débit spécifique.....</b>	<b>34</b>
<b>Tableau (IV.2) : Détermination des débits.....</b>	<b>36</b>
<b>Tableau (IV.3) : Etat des nœuds du réseau.....</b>	<b>44</b>
<b>Tableau (IV.4) : Etat des conduites du réseau.....</b>	<b>45</b>

### **Partie II : Assainissement.**

<b>Tableau (VI.1) : Caractéristiques des vingt premiers tronçons.....</b>	<b>57</b>
<b>Tableau (VI.2) : Débits moyens futurs des sous-bassins de collecte.....</b>	<b>58</b>
<b>Tableau (VI.3) : Estimation des débits d'eaux rejetées par le sous-bassin de collecte N°1.....</b>	<b>61</b>

<b>Tableau (VI.4) :</b> Vérification des conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°01.....	65
<b>Tableau (VI.5) :</b> Nombre de réservoirs de chasse par sous-bassin de collecte.....	67
<b>Tableau (VII.1) :</b> Temps de chute des particules en fonction du diamètre et de la densité.....	76
<b>Tableau (VII.2) :</b> Dimensionnement des bassins de décantation.....	77

## Liste des figures

### Partie I : Alimentation en eau potable

<b>Figure (I.1) :</b> Localisation du POS UF04 Tassoust.....	5
<b>Figure(III.1) :</b> Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.....	22
<b>Figure(III.2) :</b> Emplacement du réservoir en altitude.....	22
<b>Figure (III.3) :</b> Adduction avec chute libre.....	24
<b>Figure (III.4) :</b> Adduction noyée.....	24
<b>Figure (III.5) :</b> Conduite du trop plein et de vidange.....	24
<b>Figure (III.6) :</b> By-pass entre adduction et distribution.....	25
<b>Figure (III.7) :</b> Système à deux prises.....	25
<b>Figure (III.8) :</b> Système à siphon.....	25
<b>Figure (III.9) :</b> Les équipements d'un réservoir.....	26
<b>Figure (III.10) :</b> Détermination de $P_{max}$ par la méthode graphique.....	29
<b>Figure (IV.1) :</b> Schéma d'un réseau mixte.....	32
<b>Figure (IV.2) :</b> Tracé du POS UF04 Tassoust.....	33
<b>Figure (IV.3) :</b> Schéma après la simulation (avec vitesses).....	42
<b>Figure (IV.4) :</b> Schéma après la simulation (avec débits).....	43

### Partie II : Assainissement

<b>Figure (V.1) :</b> Les différents schémas d'évacuation.....	53
<b>Figure (VI.1) :</b> Tracé du réseau d'assainissement des eaux usées.....	57
<b>Figure (VII.1) :</b> Principe du décanteur horizontal (loi de Hazen).....	71
<b>Figure (VII.2) :</b> Exemple simplifié de décanteurs dits statiques.....	72
<b>Figure (VII.3) :</b> Schéma de principe de fonctionnement d'un décanteur à circulation.....	72
<b>Figure (VII.4) :</b> Schéma de principe de fonctionnement d'un décanteur à lits de boues pulsées.....	73
<b>Figure (VII.5) :</b> Schéma de principe d'un décanteur lamellaire classique.....	73
<b>Figure (VII.6) :</b> Schéma de principe d'un décanteur lamellaire à lit de boues pulsées.....	74
<b>Figure (VII.7) :</b> Schéma de principe d'un décanteur lamellaire à contact de boues.....	74
<b>Figure (VII.8) :</b> Schéma de principe d'un décanteur à floccs lestés.....	75
<b>Figure (VII.9) :</b> Géométrie d'un bassin de décantation.....	75

## Liste des symboles

### Partie I : Alimentation en eau potable

- A** : Surface du plancher de l'équipement ( $m^2$ ).
- B** : Besoin en eau ( $m^3/j$ ).
- C<sub>NTj</sub>** : Côte du terrain naturel du point considéré.
- C<sub>pi</sub>** : Côte piézométrique du point (i).
- C<sub>pj</sub>** : Côte piézométrique du même point considéré (m).
- D** : Diamètre du réservoir (m).
- d** : Diamètre du tuyau (m).
- D1** : Dotation unitaire (l/j/hab).
- D2** : Diamètre de la conduite (m).
- D3** : Dotation de la consommation (l/j/occupant).
- D'** : Dotation du nettoyage en ( $l/j/m^2$ ).
- f** : Facteur de friction.
- g** : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).
- h** : Hauteur d'eau dans le réservoir (m).
- H<sub>ij</sub>** : Perte de charge dans le tronçon (i), l'écoulement s'effectue de (i) vers (j).
- H<sub>i</sub>** : Pertes de charges (m).
- K<sub>f</sub>** : Coefficient de fuite.
- K<sub>max,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité maximale journalière.
- K<sub>min,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité minimale journalière.
- l** : Longueur du tuyau (m).
- L<sub>ij</sub>** : Longueur du tronçon « i-j » (m).
- N** : Nombre de consommateurs.
- ND** : Nombre d'occupants de l'équipement.
- P<sub>j</sub>** : Pression au sol du point considéré (m).
- P<sub>max</sub>** : Résidu maximal dans réservoir (%).
- Q** : Débit (m/s).
- Q<sub>v</sub>** : Débit véhiculé dans la conduite (m/s).
- Q<sub>dom</sub>** : Débit domestique ( $m^3/j$ ).
- Q<sub>equi</sub>** : Débit d'équipement ( $m^3/j$ ).
- Q<sub>max h</sub>** : Débit maximal horaire en ( $m^3/h$ ).
- Q<sub>max,j</sub>** : Débit maximal journalier en ( $m^3/j$ ).
- Q<sub>min,j</sub>** : Débit minimal journalier en ( $m^3/j$ ).
- Q<sub>min,h</sub>** : Débit minimal horaire en ( $m^3/h$ ).
- Q<sub>min,j,maj</sub>** : Débit minimal journalier majoré en ( $m^3/j$ ).
- Q<sub>maj</sub>** : Débit moyen journalier majoré ( $m^3/j$ ).
- Q<sub>moy/j</sub>** : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ).
- Q<sub>n</sub>** : Débit au nœud (l/s).
- Q<sub>P</sub>** : Débit de pointe (l/s).

$Q_r$ : Débit de route du tronçon «i-j» (l/s).  
 $Q_s$ : Débit spécifique (l/s/m).  
 $R_{\max}^-$ : Résidu maximum négatif (%).  
 $R_{\max}^+$ : Résidu maximum positif (%).  
 $V_c$ : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).  
 $V_n$ : Volume normalisé du réservoir (m<sup>3</sup>).  
 $V_e$ : Vitesse d'écoulement (m/s).  
 $V_{\text{inc}}$ : Volume d'incendie (m<sup>3</sup>).  
 $V_r$ : Volume de régulation (m<sup>3</sup>).  
 $V_{\text{tot}}$ : Volume total de réservoir en (m<sup>3</sup>).  
 $\alpha_{\max}$ : Coefficient maximum qui dépend du niveau de vie et du confort.  
 $\alpha_{\min}$ : Coefficient minimum qui dépend du niveau de vie et du confort.  
 $\beta_{\max}$ : Coefficient maximum qui dépend du nombre d'habitants.  
 $\beta_{\min}$ : Coefficient minimum qui dépend du nombre d'habitants.  
 $\Sigma L_i$ : Longueur totale des tronçons du réseau de distribution (m).  
 $\Sigma Q_{\text{loc}}$ : Somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).  
 $\Sigma Q_r$ : Somme des débits de route au nœud considéré (l/s).

## Partie II : Assainissement.

$\Sigma L_i$ : Somme des longueurs des tronçons du sous-bassin de collecte (m).  
 $\Sigma Q_{r,i}$ : Somme des débits de route entrant au tronçon « i » (l/s).  
 $C_{p,e}$ : Coefficient de pointe entrant.  
 $C_{p,s}$ : Coefficient de pointe sortant.  
 $C_{pr,am}$ : Côte de projet en amont (m).  
 $C_{pr,av}$ : Côte de projet en aval (m).  
 $D$ : Dotation (l/hab/j).  
 $D_{\max}$ : Distance maximale entre deux réservoirs de chasse (m).  
 $D_p$ : Distance partielle entre deux regards (m).  
 $H$ : Hauteur du bassin (m).  
 $H'$ : Hauteur d'eau dans la conduite (m).  
 $I$ : Pente de la conduite (%).  
 $I'$ : Pente en (m/m).  
 $L_b$ : Longueur du bassin (m).  
 $L_i$ : Longueur du tronçon « i » (m).  
 $N_h$ : Nombre d'habitants.  
 $N_R$ : Nombre de réservoirs de chasse dans un sous-bassin de collecte (unité).  
 $N_{R,Tot}$ : Nombre de réservoirs de chasse total (unité).  
 $\emptyset$ : Diamètre de la conduite en (m).  
 $P$ : Pertes futures en eau (%).  
 $Q_{\text{moy},e}$ : Débit moyen entrant (l/s).  
 $Q_{\text{moy},e,i}$ : Débit moyen entrant du tronçon « i » (l/s).

- $Q_{\text{moy},j}$**  : Débit moyen rejeté par chaque secteur (l/s).  
 **$Q_{\text{moy},j,f}$**  : Débit moyen futur d'eaux usées rejetées (l/s).  
 **$Q_{\text{moy},s}$**  : Débit moyen sortant (l/s).  
 **$Q_{\text{moy},s,i}$**  : Débit moyen sortant du tronçon « i » (l/s).  
 **$Q_{p,e}$**  : Débit de pointe entrant (l/s).  
 **$Q_{p,s}$**  : Débit de pointe sortant (l/s).  
 **$Q_{ps}$**  : Débit à pleine section ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).  
 **$Q_r$**  : Débit de route (l/s).  
 **$Q_{r,i}$**  : Débit de route du tronçon « i » (l/s).  
 **$Q_{SB,f}$**  : Débit d'eaux usées futur du sous-bassin de collecte ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).  
 **$Q_u$**  : Débit unitaire (l/s/ml).  
 **$Q_{ue}$**  : Débit des eaux usées entrant ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).  
 **$S_1$**  : Section transversale du bassin de décantation,  $S_1 = L \cdot l$  ( $\text{m}^2$ ).  
 **$T_C$**  : Temps de chute (min).  
 **$T_{\text{Sej}}$**  : Temps de séjour (min).  
 **$V$**  : Vitesse d'écoulement (m/s).  
 **$V_C$**  : Vitesse de chute (m/s).  
 **$V_H$**  : Vitesse de déplacement de l'eau dans le bassin (m/s).  
 **$V_{ps}$**  : Vitesse à pleine section en (m/s).  
 **$V_R$**  : Capacité du réservoir de chasse (l).  
 **$V_{R,\text{Tot}}$**  : Volume total nécessaire (l).

## **Liste des annexes**

- Annexe 01** : Tableau du régime de distribution du débit journalier.  
**Annexe 02** : Détermination des débits.  
**Annexe 03** : Diamètres normalisés de CHI ALI.  
**Annexe 04** : Calcul des pentes.  
**Annexe 05** : Abaque de BAZIN.  
**Annexe 06** : Calcul des débits d'eau usée.  
**Annexe 07** : Abaque de MANNING.  
**Annexe 08** : Vérification des trois conditions d'auto-curage.

## **Liste des planches**

- Planche 01** : Plan d'aménagement du *POS UF04 Tassoust*.  
**Planche 02** : Profils en long du réseau A.E.U.  
**Planche 03** : Carte réseau A.E.U.

***INTRODUCTION  
GENERALE***

## **Introduction générale**

De tout temps, se procurer une eau saine, en quantité suffisante sans avoir à parcourir une longue distance, a toujours été une priorité absolue pour l'homme. Aujourd'hui, diverses actions sont entreprises dans le but, non seulement d'assurer l'accès à l'eau, mais surtout d'œuvrer à faire en sorte que les eaux usées soient évacuées en toute sécurité.

A cet égard, on s'intéressera à ces deux domaines, l'alimentation en eau potable et à l'assainissement des eaux usées du *POS UF04* de *Tassoust* de la wilaya de *Jijel* qui subdiviseront notre mémoire en deux parties.

La première partie sera consacrée à la conception du réseau de distribution d'eau potable. Ce dernier doit être fiable et capable de satisfaire quantitativement et qualitativement les besoins des différentes catégories de consommateurs du *POS UF04* de *Tassoust*. Pour cela, le réseau à concevoir est appelé à assurer un débit suffisant et une pression optimale. La deuxième partie traitera le dimensionnement du réseau des eaux usées. Il aura pour objectif d'assurer la collecte, le transport et la rétention de l'ensemble des eaux rejetées par le *POS UF04* de *Tassoust*. Les normes techniques, les exigences de la santé publique et de l'environnement seront prises en considération.

Néanmoins, avant d'entamer ces différentes études, un premier chapitre sera consacré à la présentation de la zone d'étude afin d'avoir certaines connaissances et données de base utiles pour la suite du projet. Ce chapitre consiste à la recherche de toutes les informations disponibles sur l'étendue du site d'étude et à définir toutes les caractéristiques du lieu ainsi que les facteurs influant sur la conception du projet.

La partie concernant la distribution d'eau potable comportera trois (03) chapitres. Le premier sera dédié à l'estimation des besoins en eau, dans lequel on estimera les volumes d'eau essentiels aux consommations et l'ordonnance des débits dans le temps. Le deuxième chapitre s'intéressera à l'ouvrage de stockage d'eau et à toutes ses caractéristiques. Le calcul de sa capacité sera établi par deux (02) méthodes : analytique et graphique, qui nous permettront d'établir son dimensionnement. Le troisième chapitre, présentera quelques généralités, puis on entamera le dimensionnement du réseau à l'aide du logiciel EPANET qui déterminera les différents paramètres hydrauliques du réseau.

La partie d'assainissement des eaux usées comportera trois (03) chapitres également. Le premier sera dédié aux définitions, répartitions des systèmes et les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement afin de mieux choisir le réseau à adopter au site d'étude. Par la suite, on dimensionnera le réseau d'assainissement du *POS UF04* de *Tassoust*, en traçant le réseau et ses profils en long, et on calculera les débits d'eaux rejetées pour déterminer les diamètres des conduites nécessaires au réseau. Finalement, nous concevrons des bassins de décantation.

Enfin, notre travail sera clôturé par une conclusion générale.

# **CHAPITRE**

## ***I***

### ***Présentation de la zone d'étude***

## I.1. Introduction

Tout projet hydraulique commence par la prospection de la zone concernée ayant pour but la collecte des données requises pour son étude qui servent de base et de guide et qui assurent une bonne prise en charge de cette zone. C'est pour cela que ce premier chapitre est très important. Il comportera toutes les informations disponibles de notre région d'étude qui définissent les caractéristiques du lieu ainsi que les facteurs influents sur la conception du projet.

## I.2. Présentation du POS UF04 Tassoust

### I.2.1. Définition du POS (plan d'occupation des sols)

Le POS est un instrument d'urbanisme institué par la loi Algérienne N°90/29 du 1<sup>er</sup> décembre 1990 relative à l'aménagement et à l'urbanisme. Le POS est constitué d'un ensemble de documents d'urbanisme qui définissent les modalités opérationnelles d'aménagement, les règles et les servitudes d'occupation du sol et de construction pour un territoire communal ou une partie de ce territoire [1].

### I.2.2. Objectifs du POS

Les objectifs d'un POS sont les suivants [1]:

- Le POS est un outil juridique ;
- Il fixe de façon détaillée pour le ou les secteurs concernés, la forme urbaine, l'organisation, les droits de construction et d'utilisation des sols ;
- Il définit la quantité minimale, et maximale de constructions autorisées et les types de constructions autorisées et leurs usages ;
- Il détermine les règles concernant l'aspect des constructions ;
- Il délimite l'espace public, les espaces verts, les emplacements réservés aux ouvrages publics et installations d'intérêt général, les tracés et les caractéristiques des voies de circulation ;
- Il précise les quartiers, rues, monuments et sites à protéger, à rénover et à restaurer ;
- Il localise les terrains agricoles à préserver et à protéger ;
- Il définit les servitudes et les contraintes.

### I.2.3. Phases d'étude du POS

L'étude d'un Plan d'Occupation de Sols est élaborée en trois (03) phases [1] :

**Phase 01 : Etat de fait, diagnostic et options d'aménagement :** Elle consiste en l'analyse des données et de la situation actuelle de l'aire d'influence du territoire considérées avec un rappel des principales caractéristiques de la commune concernée et l'élaboration des propositions de composition urbaine et d'aménagement.

**Phase 02 : Dossier d'aménagement :** Cette phase se traduit par l'élaboration de la solution de composition urbaine et d'aménagement retenu, du règlement technique et urbanistique sous forme d'un Système d'Information Géographique (SIG), et cela, en

tenant compte de l'ensemble des propositions issues de la concertation et prises en charge des éléments pertinents qui seront de ce fait opposable aux secteurs et organismes cernés aux collectivités locales et aux autres acteurs.

**Phase 03 : Elaboration du dossier d'exécution et le bornage des îlots :** On trouvera dans cette phase tous les documents et plans du lot de la voirie, du lot d'assainissement, du lot d'AEP et du lot de l'éclairage public.

### I.3. Situation géographique

Le site de l'aire du *POS UF04* est à la périphérie de l'agglomération chef-lieu de *Tassoust* de la commune *Emir Abd Elkader* de la wilaya de *Jijel*, il totalise une superficie de 17,4Ha environ. Il est frappé par des servitudes créées par le CW147 et les lignes électriques moyenne tension.

L'accès principal au périmètre de l'étude du *POS UF04 Tassoust* se fait par le CW147 (ex RN43), il représente la limite nord du site de l'étude, il débouche sur la commune de *Taher* et sur la RN43 qui relie *Jijel* à *Mila* en allant vers l'Est et sur *Jijel* vers l'Ouest.

Une voie goudronnée limitant le site du côté ouest permet de relier le CW147 à *Tassoust* en passant par l'école *Achour Amar* qui se trouve au Sud Ouest du site et l'existence de quelques pistes qui mènent vers les habitations [1]. La délimitation du POS est donnée dans la figure (I.1) [2] qui suit (la partie délimitée en jaune).



Figure (I.1) : Localisation du POS UF04 Tassoust.

## I.4. Situation climatique

### I.4.1. Les précipitations

La région d'étude est l'une des plus arrosées de l'Algérie, elle est sous l'influence d'un climat maritime méditerranéen caractérisé par des étés secs et tempérés, et des hivers doux et humides. Le tableau (I.1) [3] suivant résume les données concernant ce paramètre.

*Tableau (I.1) : Précipitations moyennes mensuelles*

M	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P	58,38	77,86	154,57	226,05	167,87	111,68	74,97	101,87	46,92	15,46	4,36	7,39	<b>1047,54</b>

L'analyse du tableau(I.1) nous permet de constater que les précipitations ne sont pas réparties uniformément au cours de l'année. D'où, les mois de juillet et août accusent une très faible pluviométrie par rapport au mois de novembre, décembre et janvier qui dominant, suivi par les autres mois enregistrant une pluviométrie acceptable.

### I.4.2. Les températures

La température de l'air est un facteur qui a une grande influence sur le bilan hydrologique du fait de son impact sur le déficit d'écoulement (évapotranspiration). Le tableau (I.2) [3] résume les données concernant ce paramètre.

*Tableau (I.2) : Températures moyennes mensuelles*

M	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P	10,9	11,7	13,5	15,9	18,8	22,3	25,4	26,1	24	19,7	15,6	12,2

Le climat de la région est caractérisé par deux (02) saisons : une saison chaude allant du mois de juin au mois d'octobre, dont le mois le plus chaud est celui d'août (présentant une température moyenne de 26,1°C), et une saison froide nettement plus longue, allant du mois de novembre jusqu'au mois de mai, dont le mois le plus froid est celui de janvier (avec une température moyenne de 10,9°C).

## I.5. Situation démographique

Afin de restructurer le centre de *Tassoust* qui assume sur le plan administratif le chef-lieu de commune, ainsi augmenter sa compétitivité par rapport au réseau urbain, une proposition d'injecter des programmes d'habitats et d'équipements a été envisagé.

*Tassoust* à l'instar des autres centres urbains du pays, le problème de foncier est toujours posé. Cette pénurie due essentiellement au manque du foncier urbanisable et à l'occupation non rationnelle et optimale des terrains. Pour cela l'aire d'étude va faire objet d'une révision des tendances actuelles, afin de densifier les poches existantes et arrêter l'occupation illogique des terrains. En vue d'une réponse et satisfaction d'une demande de logements de plus en plus accrue et une dotation en éléments de commodités et de confort pour un meilleur fonctionnement de l'agglomération et voire de l'ensemble du territoire

communal. Donc une action de désenclavement au premier lieu et une injection des programmes de logements et d'équipements sont envisagées [3].

Pour l'estimatif du parc de logement à saturation de l'aire du POS, le bureau d'étude *URBASétif* a dérivé deux méthodes de calcul, une pour l'habitat collectif et une autre pour l'habitat individuel qu'on retrouvera dans le 2<sup>ème</sup> chapitre qui sont, les deux, basées sur une approche d'aménagement qui prévoit des zones homogènes avec des affectations appropriées selon les critères urbanistiques suivants [1] :

- La nature juridique ;
- L'occupation actuelle.

Dans cette logique, on aura la structure suivante :

1. Partie proche du noyau + Vierge + Privé => Aménagement => Habitat individuel.
2. Partie proche du noyau + Occupé (habitat individuel) + Privé => Densification => Habitat individuel (Continuité avec l'existant).
3. Partie loin du noyau + Vierge + Domaniale => Aménagement => Equipement+ Habitat collectif

## **I.6. Situation hydraulique**

### **I.6.1. Réseau d'alimentation en eau potable**

Actuellement, on constate un déficit et un déséquilibre croissant entre les ressources et les besoins en eau potable causé par la gestion et l'exploitation de l'eau d'une part et le développement humain d'autre part ce qui engendre l'augmentation des besoins en eau (domestique, agricoles...). La localité de *Tassoust* est alimentée en eau à raison d'un jour sur trois, ce qui provoque des maladies et le ras-le-bol des résidents d'où la nécessité de la prise en charge sérieuse du problème.

Afin de combler ce déficit il est nécessaire de reprendre l'exploitation des deux forages restés à l'abandon et d'augmenter le débit venant du barrage d'*El Agram*.

La wilaya de *Jijel* est dotée d'un ouvrage hydraulique celui du Barrage d'*El Agram* situé entre les limites de la commune d'*Emir Abdelkader* et *Kaous*, il est considéré comme le deuxième barrage après le barrage de *Irraguen* , celui-ci est conçu pour alimenter les communes de *Kaous* et *Emir Abdelkader* , ce barrage dont la mise en service en 2001, est doté d'une capacité de 34Hm<sup>3</sup>, où 6Hm<sup>3</sup> sont destinées pour l'alimentation en eau potable, 8Hm<sup>3</sup> pour l'irrigation, le reste comme réserve.

Le réseau d'alimentation en eau potable dans la commune d'*Emir Abdelkader* est assez développé, le taux de raccordement est de 85 % et il dispose de 10 réservoirs d'une capacité de 8000m<sup>3</sup>. Les habitations de la zone d'étude sont alimentées principalement du barrage *El Agram* et de trois forages. Parmi ces trois forages seulement un seul est exploité avec un débit de 15 l/s .Il est situé dans la rive ouest de l'oued *Djendjen*. Un débit de 3500m<sup>3</sup> l'équivalent de 5h/24h est refoulé à partir du barrage et du forage vers les

réservoirs existants. On retrouve aussi plusieurs puits et bassins, qui sont utilisés par des particuliers.

Actuellement le site du POS est desservi par une conduite DN110 en PEHD, celle-ci alimente les constructions existantes à partir de canalisations secondaires de diamètres DN63, DN50 et DN40 [1].

#### **I.6.2. Réseau d'assainissement des eaux usées existant**

Le réseau d'assainissement dans la commune *d'Emir Abdelkader* est assez développé. Le taux de raccordement est estimé à 93 %. Un collecteur principal réalisé récemment longe une partie de la voie qui relie le CW147 à *Tassoust* puis empreinte une piste existante avant de s'acheminer vers un bassin de décantation existant situé à la sortie sud-est du POS d'un diamètre  $\phi 600$ , ce collecteur véhicule les eaux usées d'une partie de l'agglomération de *Tassoust* et les habitations existantes situées à l'intérieur du POS à partir des branchements de diamètres  $\phi 300$  [1].

### **I.7. Conclusion**

Ayant suffisamment défini les données concernant l'agglomération étudiée du point de vue géographique, topographique, climatique, démographique et hydraulique, nous aboutirons à l'élaboration de l'étude de distribution et d'assainissement du *POS UF04 Tassoust*. Cependant, il s'avère nécessaire d'estimer les différents besoins de la population, c'est ce que nous allons voir à travers le chapitre II suivant.

**PARTIE I :**  
***Distribution d'eau***  
***potable***

# **CHAPITRE**

## ***II***

### ***Estimation des besoins en eau***

## II.1. Introduction

L'objectif visé par ce chapitre est d'estimer les différents besoins de la population. Pour cela, il est nécessaire de procéder au recensement de tous les types de consommateurs existants et futurs au niveau du POS étudié, en se basant sur des normes de consommation unitaires. Pour ce qui est de notre cas, on se référera au plan d'aménagement du POS.

## II.2. Estimation de la population

Dans le plan d'aménagement, la région est découpée en 24 îlots. A partir de ce plan nous pouvons trouver le nombre de logements par catégorie (collectif ou particulier) afin de déterminer le nombre total d'habitants.

### II.2.1. Logements collectifs

Le nombre de logements collectifs dans le P.O.S de Tassoust est de **460 logements** [1], avec un taux d'occupation par logement de **5 habitant/logt**[1], visé par la politique nationale, le site va abriter le nombre d'habitants suivant :

$$\text{Nombre habitant} = 460 \times 5 = \mathbf{2\ 300\ habitants}$$

### II.2.2. Logements particuliers

Le nombre de logements particuliers dans le P.O.S de *Tassoust* est de **260 logements** [1], avec un taux d'occupation par logement de **5 habitant/logt**[1], visé par la politique nationale, le site va abriter le nombre d'habitants suivant :

$$\text{Nombre habitant} = 260 \times 5 = \mathbf{1300\ habitants}$$

Donc au total, le site va abriter 3600 habitants.

## II.3. Choix de la norme de consommation (Dotation)

La norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau qu'utilise le consommateur pour ces différents besoins. Elle est adoptée en fonction de l'importance de la population, de son mode de vie et suivant les normes d'hygiène. On adoptera de ce fait pour la commune d'EMIR ABDELKADER une dotation de **200l/j/hab** [1], étant donné que c'est une zone rurale.

## II.4. Calcul de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres installations pendant une journée, elle est exprimée par la relation de débit moyen journalier (I.1) suivante :

$$Q_{\text{moy/j}} = \frac{D1 \cdot N}{1000} \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (\text{I.1})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy}/j}$ : Consommation moyenne journalière en  $\text{m}^3/j$  ;
- $D1$  : Dotation unitaire, on prend : 200 l/j/hab ;
- $N$  : Nombre de consommateurs.

## II.5. Estimation des besoins en eau pour chaque groupe de consommation

### II.5.1. Estimation des besoins domestiques

Les besoins domestiques sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation. Les résultats sont présentés dans le tableau (II.1) suivant :

*Tableau (II.1) : Les besoins domestiques.*

Paramètre	Dotation	Nbr d'habitant	$Q_{\text{moy},j}$	
Unité	l/j/hab	hab	l/j	$\text{m}^3/j$
Résultat	200	3600	720000	720

### II.5.2. Estimation des besoins des équipements

Les besoins en eau des différents équipements sont estimés soit par nombre d'occupants soit par surface du plancher, et sont calculés selon les formules (I.2) et (I.3) [4] suivantes:

*Par nombre d'occupants :*

$$B = (ND \cdot D3) / 1000 \quad (\text{I.2})$$

Où :

- $B$  : Besoin en eau en  $\text{m}^3/j$  ;
- $ND$  : Nombre d'occupants de l'équipement ;
- $D3$  : La dotation de la consommation en l/j/occupant.

*Par surface du plancher :*

$$B = (A \cdot D') / 1000 \quad (\text{I.3})$$

Où :

- $B$  : Besoin en eau en  $\text{m}^3/j$  ;
- $A$  : Surface du plancher de l'équipement en  $\text{m}^2$  ;
- $D'$  : La dotation du nettoyage en l/j/ $\text{m}^2$ .

Pour notre cas, on calculera les besoins en eau avec la formule de la surface du plancher, les résultats sont représentés dans les tableaux (II.2) jusqu'au (II.7) ci-après.

#### II.5.2.1. Estimation des besoins scolaires

Notre zone d'étude possède trois (03) équipements scolaires dont leurs besoins en eau sont définis dans le tableau (II.2) ci-après :

Tableau (II.2) : Besoins scolaires.

N°	Equipement	Surface	Dotation	Q <sub>moy.j</sub>	
		m <sup>2</sup>	l/j	l/j	m <sup>3</sup> /j
01	Ecole primaire type C	4690	20	93800	93,8
02	Ecole primaire type B	3170	20	63400	63,4
03	C.E.M base 3	11010	20	220200	220,2
<b>TOTAL</b>					377,4

**II.5.2.2. Estimation des besoins sanitaires**

Le besoin en eau journalier pour l'équipement sanitaire que dispose le POS UF04 Tassoust est représenté dans le tableau (II.3) qui suit :

Tableau (II.3) : Besoins sanitaires.

N°	Equipement	Surface	Dotation	Q <sub>moy.j</sub>	
		m <sup>2</sup>	l/j	l/j	m <sup>3</sup> /j
01	Polyclinique	3840	20	76800	76,8
<b>TOTAL</b>					76,8

**II.5.2.3. Estimation des besoins culturels**

Les équipements culturels dont dispose notre zone d'étude sont trois (03) : une mosquée, une école coranique et une bibliothèque, l'estimation de leurs besoins en eau sont regroupés dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau (II.4) : Besoins culturels.

N°	Equipement	Surface	Dotation	Q <sub>moy.j</sub>	
		m <sup>2</sup>	l/j	l/j	m <sup>3</sup> /j
01	Mosquée	3920	20	78400	78,4
02	Ecole coranique	1470	20	29400	29,4
03	Bibliothèque	3840	10	38400	38,4
<b>TOTAL</b>					146,2

**II.5.2.4. Estimation des besoins sportifs**

On retrouve deux (02) équipements sportifs dans le POS UF04 Tassoust dont l'estimation de leurs besoins en eau est calculée dans le tableau (II.5) ci-dessous :

Tableau (II.5) : Besoins sportifs.

N°	Equipement	Surface	Dotation	Q <sub>moy.j</sub>	
		m <sup>2</sup>	l/j	l/j	m <sup>3</sup> /j
01	Salle « OMNI Sport »	1540	20	30800	30,8
02	Maison de jeune	1650	20	33000	33
<b>TOTAL</b>					63,8

**II.5.2.5. Estimation des besoins de services**

Tout comme autre équipement, les équipements de service ont, quant à eux, un besoin en eau également avec une dotation de 5 l/j uniquement. Ce besoin est calculé dans le tableau (II.6) ci-après :

**Tableau (II.6) : Besoins de services.**

N°	Équipement	Surface	Dotation	Q <sub>moy.j</sub>	
		m <sup>2</sup>	l/j	l/j	m <sup>3</sup> /j
<b>01</b>	<b>Station urbaine</b>	2960	5	14800	14,80
<b>02</b>	<b>Parking à étages</b>	4790	5	23950	23,95
<b>TOTAL</b>					<b>38,75</b>

**II.5.2.6. Estimation des besoins loisirs**

La dernière estimation des besoins en eau d'équipement que notre site d'étude possède est celle des espaces conçus pour les loisirs qui est dans notre cas une placette. Son besoin en eau est défini dans le tableau (II.7) qui suit :

**Tableau (II.7) : Besoins des loisirs.**

N°	Équipement	Surface	Dotation	Q <sub>moy.j</sub>	
		m <sup>2</sup>	l/j	l/j	m <sup>3</sup> /j
<b>01</b>	<b>Placette</b>	2400	5	12000	12
<b>TOTAL</b>					<b>12</b>

**II.5.3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale**

Après avoir effectué l'étude détaillée des besoins en eau pour les différentes catégories de consommateurs, nous avons dressé un tableau récapitulatif (II.8) pour pouvoir calculer le débit total nécessaire afin d'alimenter la localité étudiée.

**Tableau (II.8) : Tableau récapitulatif des besoins en eau.**

Secteur	Domestique	Scolaire	Sanitaire	Culturel	Sportif	Service	Loisir	Total
Q <sub>moy.j</sub> ( m <sup>3</sup> /j)	720,00	377,40	76,80	146,20	66,80	38,75	12,00	<b>1434,95</b>

**II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière**

L'objectif principal de notre travail est d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, en sachant que les réseaux d'adduction et de distribution ne peuvent pas être à cent pour cent, même s'ils ont été construits dans les meilleures conditions, alors il faut prévoir une marge de sécurité afin de compenser les fuites existant au niveau de ces réseaux qui sont fonction de type de conduite, la nature du terrain et la qualité d'entretien, ainsi que d'éventuels accidents, en effectuant une majoration de 20%.

$$Q_{moy.j.m} = k_f * (Q_{dom} + Q_{equi}) \quad (II.4)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j.m}}$ : Débit moyen journalier majoré ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $K_f$  : Coefficient de fuite =1,2 ;
- $Q_{\text{dom}}$  : Débit domestique ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{equi}}$  : Débit d'équipement ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) .

La majoration de la consommation moyenne journalière est donnée dans le tableau (II.9) ci-dessous :

**Tableau (II.9) : Majoration de la consommation moyenne journalière.**

Localité	$Q_{\text{dom}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\text{equi}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_f$	$Q_{\text{moy. Majoré}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
POS UF04	720	714,95	1,2	1721,94

## II.7. La variation des consommations

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend ;
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité.

### II.7.1. Etude des consommations journalières

La consommation d'eau ne peut pas être constante durant tous les jours de l'année, sa variation représente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularités journalières maximales  $K_{\text{max,j}}$  et minimales  $K_{\text{min,j}}$ .

#### II.7.1.1. Coefficient d'irrégularité journalière Max ( $K_{\text{max,j}}$ )

Le coefficient d'irrégularité maximale journalière ( $K_{\text{max,j}}$ ) qui tient compte des pertes d'eau dues aux gaspillages et à la consommation non quantifiée, peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière majorée comme le montre la formule (II.5) [4] suivante:

$$K_{\text{max,j}} = \frac{Q_{\text{max,j}}}{Q_{\text{maj}}} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- $K_{\max,j}$ : Coefficient d'irrégularité maximale journalière, il varie entre 1,1 et 1,3 ;
- $Q_{\max,j}$  : Débit maximal journalier ;
- $Q_{\text{maj}}$ : Débit majoré.

Ce coefficient permet de savoir de combien de fois le débit maximal journalier dépasse le débit moyen journalier. Pour notre étude on prend  $K_{\max,j} = 1,3$ .

### II.7.1.2. Calcul du débit max journalier

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit de la journée où la consommation atteint un seuil maximal par rapport au débit moyen établi. Sa détermination nous permet de procéder au dimensionnement du réseau. Il est déterminé par la formule (II.6) suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j,\text{maj}} \quad (\text{II.6})$$

Le débit maximal journalier est donné dans le tableau (II.10) ci-après :

**Tableau (II.10) : Débit maximal journalier.**

$Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
1721,94	1,3	2238,52

### II.7.1.3. Coefficient d'irrégularité journalière Min ( $K_{\min,j}$ )

Le coefficient d'irrégularité journalière minimale est défini par la formule (II.7) [4] qui suit :

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j,\text{maj}}} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- $K_{\min,j}$ : Coefficient d'irrégularité minimale journalière, il varie entre 0,7 et 0,9 ;
- $Q_{\min,j}$  : Débit maximal journalier ;
- $Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$ : Débit moyen journalier majoré.

### II.7.1.4. Calcul du débit min journalier

Le débit minimal journalier est défini comme étant le débit de la journée où la consommation atteint un seuil minimal par rapport au débit moyen journalier majoré établi. Ce dernier est calculé avec la formule (II.8) suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j,\text{maj}} \quad (\text{II.8})$$

Dans notre calcul on prend  $K_{\min,j} = 0,8$ .

Le débit minimal journalier est donné dans le tableau (II.11) ci-après :

**Tableau (II.11) : Débit minimal journalier.**

$Q_{\text{moy.j.maj}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\text{min.j}}$	$Q_{\text{min.j}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
1721,94	0,8	1377,55

### II.7.2. Etude des consommations horaires

Suivant les heures de la journée, le débit est soumis à des variations horaires qui sont caractérisées par le coefficient d'irrégularité horaire maximale  $K_{\text{max.h}}$  et minimale  $K_{\text{min.h}}$ .

#### II.7.2.1. Coefficient d'irrégularité horaire max ( $K_{\text{max.h}}$ )

Le coefficient d'irrégularité maximale horaire  $K_{\text{max.h}}$  qui tient compte de l'accroissement de la population et du degré de confort est défini tel que le montre la formule (II.9) suivante :

$$K_{\text{max.h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

- $\alpha_{\text{max}}$ : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4. Dans notre cas, on prend  $\alpha_{\text{max}} = 1,3$  ;
- $\beta_{\text{max}}$ : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

Les valeurs de  $\beta_{\text{max}}$  sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (II.12) suivant :

**Tableau (II.12) : Valeurs du coefficient  $\beta_{\text{max}}$  en fonction du nombre d'habitants.**

NbrHab (x1000)	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
$\beta_{\text{max}}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Etant donné qu'on a une population de 3600 habitants, par interpolation en utilisant le tableau (II.12) précédent, on obtient:

Pour  $P_1 = 2500$  habitants  $\Rightarrow \beta_{\text{max } 1} = 1,6$

Pour  $P_2 = 4000$  habitants  $\Rightarrow \beta_{\text{max } 2} = 1,5$

Pour 3600 habitants, on utilise la loi d'interpolation suivante :

$$\beta_{\text{max}} = \frac{\beta_{\text{max } 1} (P - P_2) + (P_1 - P) \beta_{\text{max } 2}}{(P_1 - P_2)} \quad (\text{II.10})$$

$$\text{Donc : } \beta_{\text{max}} = \frac{1,6(3600 - 4000) + (2500 - 3600)1,5}{(2500 - 4000)}$$

D'où :  $\beta_{\text{max}} = 1,53$

Les résultats de calcul du  $K_{\text{max.h}}$  sont représentés dans le tableau (II.13) ci-après :

**Tableau (II.13) : Détermination de la valeur du coefficient  $K_{max,h}$** 

Nombre d'habitants	$\beta_{max}$	$\alpha_{max}$	$K_{max,h}$
3600	1,53	1,3	1,99

On prend  $K_{max,h} = 2$ .

### II.7.2.2. Calcul du débit max horaire

Le débit maximal horaire est donné par la relation (II.11) suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * \left( \frac{Q_{max,j}}{24} \right) \quad (II.11)$$

Avec:

- $Q_{max,h}$  : le débit maximal horaire en (m<sup>3</sup>/h) ;
- $Q_{max,j}$  : Le débit maximal journalier en (m<sup>3</sup>/j).

La valeur de débit maximal horaire est donnée dans le tableau (II.14) suivant :

**Tableau (II.14) : Répartition de la consommation horaire.**

Heures	$Q_{max,j} = 2238,5 \text{ m}^3/\text{j}$	
	Coefficients de consommation $P(\%)$	Consommation $Q \text{ (m}^3/\text{h)}$
0 – 1	0,75	16,79
1 – 2	0,75	16,79
2 – 3	1	22,39
3 – 4	1	22,39
4 – 5	3	67,16
5 – 6	5,5	123,12
6 – 7	5,5	123,12
7 – 8	5,5	123,12
8 – 9	3,5	78,35
9 – 10	3,5	78,35
10 – 11	6	134,31
<b>11 – 12</b>	<b>8,5</b>	<b>190,27</b>
<b>12 – 13</b>	<b>8,5</b>	<b>190,27</b>
13 – 14	6	134,31
14 – 15	5	111,93
15 – 16	5	111,93
16 – 17	3,5	78,35
17 – 18	3,5	78,35
18 – 19	6	134,31
19 – 20	6	134,31
20 – 21	6	134,31

**Tableau (II.14) : Répartition de la consommation horaire (suite et fin).**

Heures	$Q_{\max,j}=2238,5 \text{ m}^3/j$	
	Coefficients de consommation P(%)	Consommation Q (m <sup>3</sup> /h)
21 – 22	3	67,16
22 – 23	2	44,77
23 – 24	1	22,39

Le débit maximal horaire de pointe pour la zone d'étude est de : **190,27 m<sup>3</sup>/h** et il survient entre **11h** et **13h**.

### II.7.2.3. Coefficient d'irrégularité horaire min ( $K_{\min,h}$ )

Le coefficient d'irrégularité horaire minimale est donné par la formule (II.12) suivante :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$ : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 0,4 et 0,6. Dans notre cas, on prend  $\alpha_{\max}=0,5$  ;
- $\beta_{\min}$ : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

Les valeurs de  $\beta_{\max}$  sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (II.15) suivant :

**Tableau (II.15) : Valeurs du coefficient  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants.**

NbrHab (x1000)	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1

Etant donné qu'on a une population de 3600 habitants, par interpolation en utilisant le tableau (II.12) précédent, on obtient:

Pour  $P_1=2500$  habitants  $\Rightarrow \beta_{\min 1}=0,1$

Pour  $P_2=4000$  habitants  $\Rightarrow \beta_{\min 2}=0,2$

Pour 3600 habitants, on utilise la loi d'interpolation suivante :

$$\beta_{\min} = \frac{\beta_{\min 1} (P - P_2) + (P_1 - P) \beta_{\min 2}}{(P_1 - P_2)} \quad (\text{II.13})$$

$$\text{Donc : } \beta_{\max} = \frac{0,1(3600 - 4000) + (2500 - 3600)0,2}{(2500 - 4000)}$$

D'où :  $\beta_{\max} = 0,17$

Les résultats de calcul du  $K_{\min,h}$  sont représentés dans le tableau (II.16) ci-après :

**Tableau (II.16) : Détermination de la valeur du coefficient  $K_{min..h}$** 

Nombre d'habitants	$\beta_{min}$	$\alpha_{min}$	$K_{min.h}$
3600	0,17	0,5	0,08

On prend  $K_{min.h} = 0,08$ .

#### II.7.2.4. Calcul du débit min horaire

Le débit minimal horaire est donné par la relation (II.14) suivante :

$$Q_{min.h} = K_{min.h} * \left( \frac{Q_{min.j}}{24} \right) \quad (II.14)$$

Avec:

- $Q_{min.h}$ : le débit minimal horaire en ( $m^3/h$ ) ;
- $Q_{min.j}$ : Le débit minimal journalier majoré en ( $m^3/j$ ).

La valeur de débit minimal horaire est donnée dans le tableau (II.17) suivant :

**Tableau (II.17) : Débit minimal horaire**

$Q_{min.j}(m^3/j)$	$K_{min.h}$	$Q_{min.h}(m^3/h)$
1377,55	0,08	4,59

## II.8. Tableau récapitulatif des débits

Les différents débits trouvés précédemment sont regroupés dans le tableau (II.18) ci-dessous :

**Tableau (II.18) : Récapitulatif des différents débits.**

$Q_{moy.j.maj}$ ( $m^3/j$ )	$Q_{max.j}$ ( $m^3/j$ )	$Q_{min.j}$ ( $m^3/j$ )	$Q_{max.h}$ ( $m^3/h$ )	$Q_{min.h}$ ( $m^3/h$ )
1721,94	2238,52	1377,55	186,54	4,59

## II.9. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de faire une étude estimative détaillée sur la population et les besoins en eau des secteurs existants, qui ont donné lumière au calcul des différents débits journaliers et horaires.

En prenant en compte des résultats obtenus, nous pourrions déterminer la capacité de stockage du réservoir et son dimensionnement qui seront élaborés dans le chapitre suivant.

# **CHAPITRE**

## ***III***

### ***Les réservoirs***

### III.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons traiter l'une des plus importantes infrastructures dans un système d'alimentation en eau, en l'occurrence le réservoir, qui est un ouvrage primordial dans un réseau d'AEP, C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel, il permet le stockage et l'exploitation d'une eau par accumulation ainsi que sa distribution.

### III.2. Fonction et rôle des réservoirs

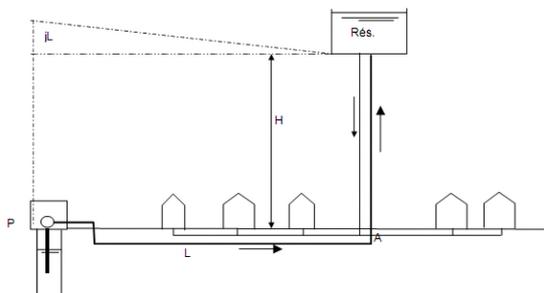
Les rôles d'un réservoir sont [5] :

- Emmagasinement d'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Réducteur des dépenses d'énergies (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes) ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Ils peuvent également jouer le rôle de bride charge dans le cas d'une distribution étagée.

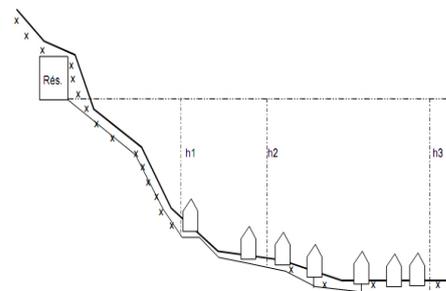
### III.3. Emplacement des réservoirs

Le choix de site de l'emplacement de réservoir, doit être le plus proche possible de l'agglomération pouvant alimenter le point le plus défavorable. D'où, le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie. L'emplacement des réservoirs a pour condition [5] :

- L'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment de débit de pointe ;
- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent ;
- L'altitude du réservoir, plus précisément de radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique dans le réseau.



**Figure(III.1) :** Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.



**Figure(III.2) :** Emplacement du réservoir en altitude.

En ce qui concerne notre réservoir, il se situera à *Djemaa el Rekba*.

### III.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon certains critères [6] récapitulés dans le tableau (III.1) suivant :

*Tableau(III.1) : Classification des réservoirs.*

Nature de classification	Type des réservoirs
La position par rapport au sol :	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Réservoirs enterrés ;</li> <li>• Réservoirs semi-enterrés ;</li> <li>• Réservoirs surélevés.</li> </ul>
Selon la forme :	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Réservoirs circulaires ;</li> <li>• Réservoirs rectangulaires ;</li> <li>• Réservoirs quelconques.</li> </ul>
Selon le matériau de construction :	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Réservoirs métalliques ;</li> <li>• Réservoirs en maçonnerie. (béton armé ou précontraint)</li> </ul>

### III.5. Choix du type du réservoir

Dans la plupart du temps, il est préférable d'avoir recours aux réservoirs enterrés ou semi-enterrés (soit de section rectangulaire ou circulaire). On choisit ces types de réservoirs pour les avantages qu'ils offrent, à savoir [7]:

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette aux critiques ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation à une température constante de l'eau.

Ces types de réservoirs s'imposeront, d'ailleurs, dès que la capacité deviendra importante.

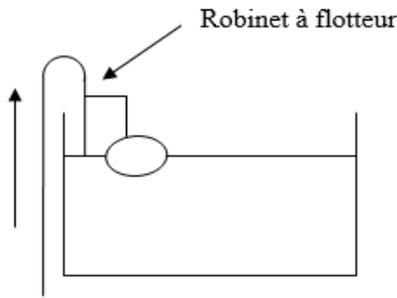
### III.6. Equipements hydrauliques des réservoirs

Les réservoirs sont dotés de plusieurs équipements, dont nous retenons essentiellement :

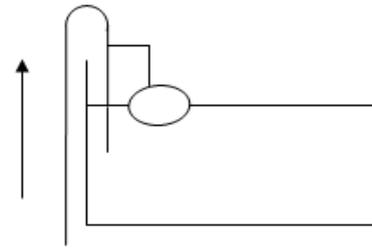
#### III.6.1. Conduite d'arrivée (d'adduction)

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer dès que l'eau atteint, dans la cuve, le niveau maximum. L'obturation se réalise grâce à un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire sinon, un dispositif permettant l'arrêt de la pompe est mis en disposition.

L'adduction s'effectue par surverse, avec chute libre (Figure (III.3)), en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée (Figure (III.4)).



**Figure (III.3) :** Adduction avec chute libre



**Figure (III.4) :** Adduction noyée

### III.6.2. Conduite de départ (de distribution)

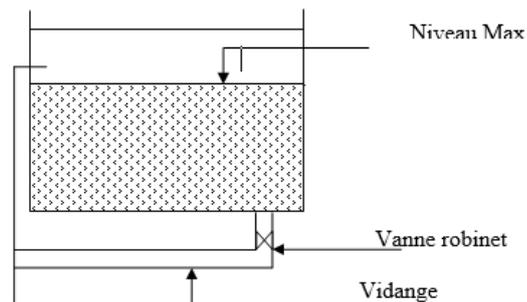
Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 au 0,20 m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduire des boues ou des sables dans la distribution. Comme il y'a lieu de réserver un minimum de 0,5 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée. Un robinet sera aménagé sur le départ de la conduite [7].

### III.6.3. Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop plein. Elle comporte un robinet vanne pour tous travaux de réparation éventuelle ou de nettoyage [7].

### III.6.4. Conduite du Trop-plein

Cette conduite sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir en cas de défaillance du dispositif d'arrêt au niveau haut [7] (Figure (III.5)).



**Figure (III.5) :** Conduite du trop plein et de vidange

### III.6.5. By-pass

C'est la création d'une communication entre les deux conduites d'adduction et de distribution en cas d'indisponibilité ou de réparation du réservoir. En temps normal les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée. En by-pass, on ferme les vannes 1 et 3 et on ouvre la vanne 2 [8] (Figure (III.6))

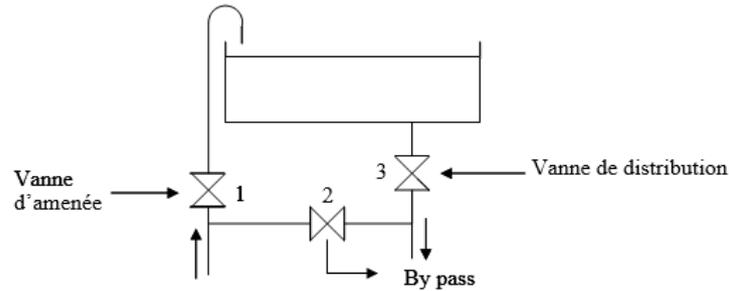


Figure (III.6): By-pass entre adduction et distribution

### III.6.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence [8] :

#### III.6.6.1. Le système à deux prises

Ce système (Figure (III.7)) est utilisé, car la réserve d'incendie est maintenue constamment pleine et n'est pas convenablement renouvelée. Où en régime normal, la vanne 1 est fermée et la vanne 2 est ouverte, mais en cas d'incendies, la vanne 1 est ouverte.

L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises (1) et (2) une zone d'eau mal renouvelée. D'où, un risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et lui donner un goût désagréable.

#### III.6.6.2. Le système à siphon

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve d'incendie est atteint : en service normal, la vanne (1) est ouverte et (2) fermée. Si le niveau dans le réservoir devait descendre en  $N_{min}$ , le siphon désamorcerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre (pression atmosphérique) et la réserve ne serait pas entamée. En cas sinistre, il suffira d'ouvrir la vanne (2) (Figure(III.8)).

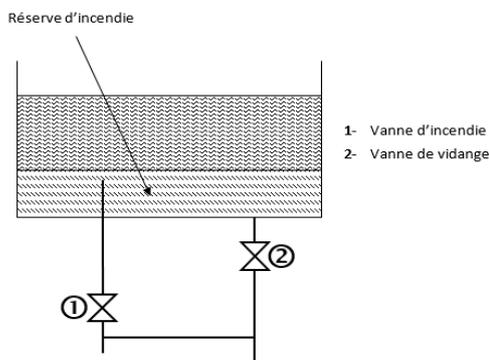


Figure (III.7) : Système à deux prises

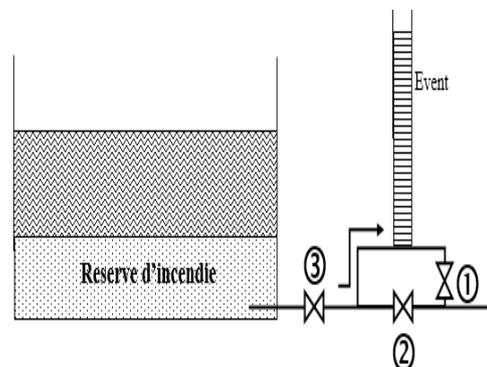


Figure (III.8) : Système à siphon

Le schéma suivant (Figure (III.9)) nous illustre les différents équipements d'un réservoir.

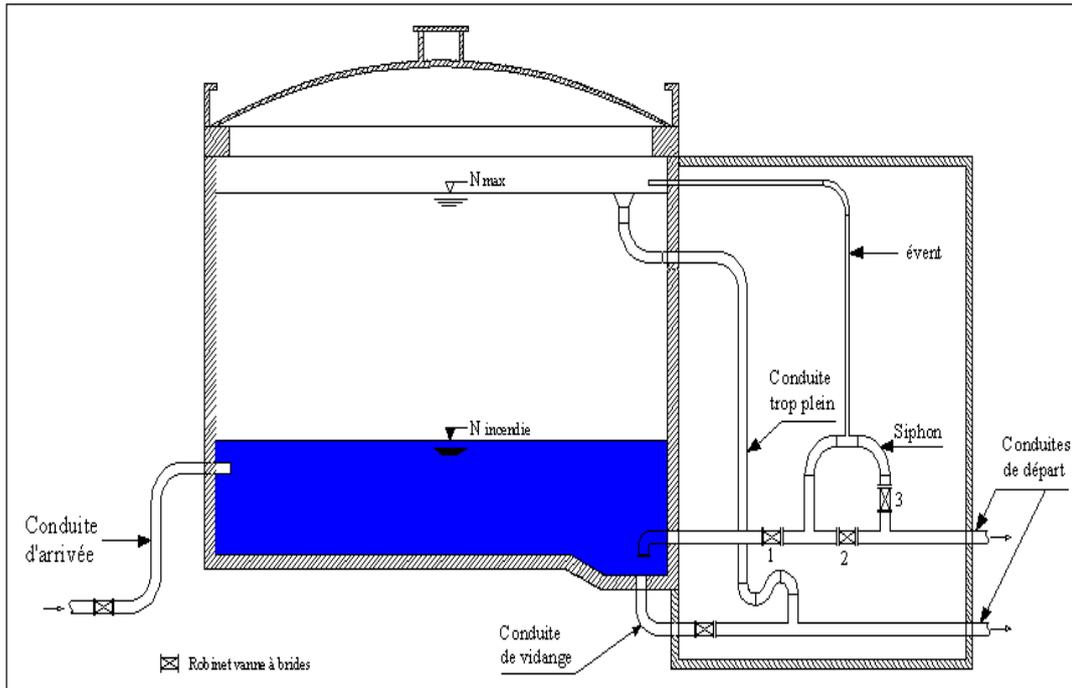


Figure (III.9) : Les équipements d'un réservoir.

### III.7. Entretien des réservoirs

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves, c'est une opération comportant plusieurs étapes telles que [8] :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparation éventuelle des parois ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.

### III.8. Capacité du réservoir

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant au d'autres termes, du mode d'adduction (apport) et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes [8]:

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

#### III.8.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage. Le volume de régulation sera :

$$Vr = (P \% * Q_{\max,j})/100 \quad (III.1)$$

Avec :

- $V_r$ : Volume de régulation ( $m^3$ ) ;
- $P_{max}$ : Résidu maximal dans réservoir (%) ;
- $Q_{max,j}$ : La consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ).

### III.8.1.1. Détermination de la valeur de $P_{max}$

A partir de la valeur du coefficient de variation horaire ( $K_{max,h}$ ) qui est déjà calculé, on détermine le régime de consommation de l'agglomération en utilisant le tableau du régime de la consommation de la distribution (voir l'annexe 01) permettant la distribution horaire du débit maximal journalier. Ensuite on fait la répartition du débit de pompage sur 24 heures.

La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe. On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée ( $P_{max}$ ) sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \quad (III.2)$$

Avec :

- $R^+_{max}$  : Résidu maximum positif (%) ;
- $R^-_{max}$  : Résidu maximum négatif (%).

### III.8.1.2. Volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à  $120 m^3$  (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de  $60 m^3/h$ ). Le volume total est donc :

$$V_{tot} = V_{inc} + V_r \quad (III.3)$$

Avec :

- $V_{tot}$ : Volume total de réservoir en ( $m^3$ ) ;
- $V_{inc}$ : Volume d'incendie estimé à  $120 m^3$  ;
- $V_r$ : Volume de régulation ( $m^3$ ).

### III.8.2. Méthode graphique

Cette méthode se base sur le traçage de la courbe des volumes des résidus pour chaque heure de la journée, ce qui permet de déterminer le volume du réservoir en additionnant en valeur absolue les écarts de deux (02) extremums de la courbe. Pour obtenir le volume de consommation et d'apport, on utilise les relations suivantes :

$$\text{Volume de consommation } (m^3) = \text{Régime de consommation } (\%) * Q_{max,j} (m^3/j) \quad (III.4)$$

$$\text{Volume d'apport } (m^3) = \text{Apport } (\%) * Q_{max,j} (m^3/j) \quad (III.5)$$

### III.9. Détermination de la capacité de réservoir du P.O.S UF04 :

#### III.9.1. Méthode analytique

On a :  $K_{\max,h} = 2$

*Tableau (III.2) : Détermination de  $P_{\max}$  par la méthode analytique.*

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	4,17	0,75	3,42		3,42
1 – 2	4,17	0,75	3,42		6,84
2 – 3	4,17	1	3,17		10,01
3 – 4	4,17	1	3,17		13,18
4 – 5	4,17	3	1,17		<b>14,35</b>
5 – 6	4,17	5,5		1,33	13,02
6 – 7	4,17	5,5		1,33	11,69
7 – 8	4,17	5,5		1,33	10,36
8 – 9	4,17	3,5	0,67		11,03
9 – 10	4,17	3,5	0,67		11,7
10 – 11	4,17	6		1,83	9,87
11 – 12	4,17	8,5		4,33	5,54
12 – 13	4,17	8,5		4,33	1,21
13 – 14	4,17	6		1,83	-0,62
14 – 15	4,17	5		0,83	-1,45
15 – 16	4,17	5		0,83	-2,28
16 – 17	4,17	3,5	0,67		-1,61
17 – 18	4,17	3,5	0,67		-0,94
18 – 19	4,17	6		1,83	-2,77
19 – 20	4,17	6		1,83	-4,6
20 – 21	4,17	6		1,83	<b>-6,43</b>
21 – 22	4,17	3	1,17		-5,26
22 – 23	4,17	2	2,17		-3,09
23 – 24	4,17	1	3,17		0,08
Total	100	100			

#### III.9.1.1. Détermination de la valeur de $P_{\max}$

D'après le tableau (III.2), il ressort de cela que :

$$R^+_{\max} = 14,35 \%$$

$$R^-_{\max} = - 6,43 \%$$

D'où :  $P_{\max} = 20,78 \%$

#### III.9.1.2. Calcul du volume de régularité $V_r$

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max,j}) / 100$$

$$V_r = (20,78 \times 2238,52) / 100$$

D'où :  $V_r = 465,16 \text{ m}^3$

**III.9.1.3. Calcul du volume total  $V_{tot}$**

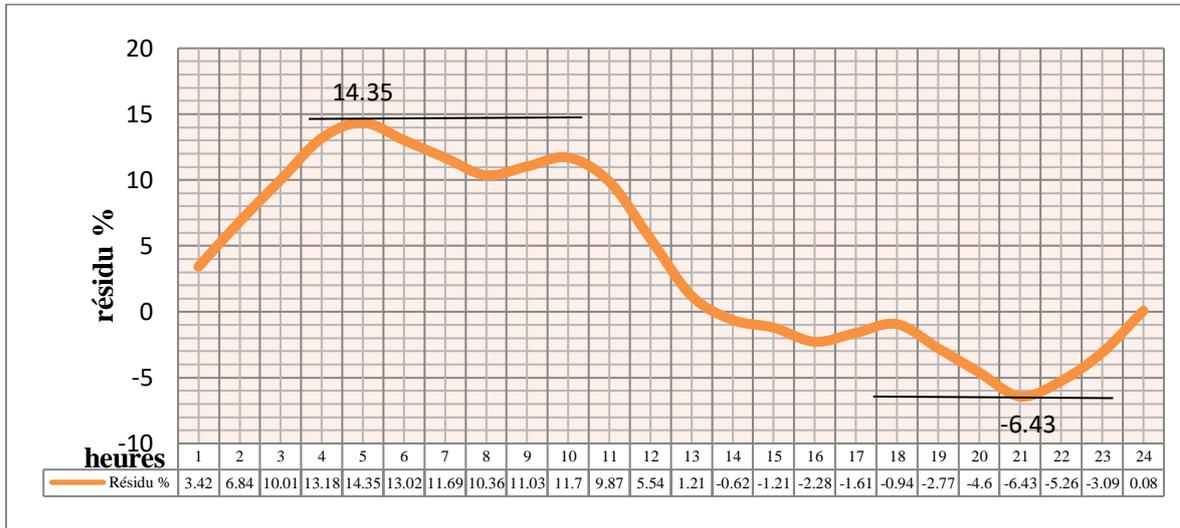
$$V_{tot} = V_r + V_{inc}$$

$$V_{tot} = 465,16 + 120$$

D'où :  $V_{tot} = 585,16 \text{ m}^3$

On choisira une capacité standard d'environ **600 m<sup>3</sup>**.

**III.9.2. Méthode graphique**



**Figure (III.10) : Détermination de  $P_{max}$  par la méthode graphique.**

Comme l'illustre la figure (III.10), le volume de régulation est :  $V_r = 0,207 \times Q_{max,j}$ , qui donne un résultat de 465,16 m<sup>3</sup>, ajoutés à la réserve d'incendie de 120m<sup>3</sup>, on aura un volume total du réservoir  $V_{tot} = 585.16 \text{ m}^3$ . On prendra un volume standard de **600 m<sup>3</sup>**.

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on procédera au calcul de ses dimensions.

**III.10. Dimensionnement du réservoir projeté**

**III.10.1. Hauteur d'eau dans la cuve**

La hauteur maximale d'eau dans un réservoir doit être comprise entre 3 et 6 m. cependant les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau de l'ordre de 7 à 8 m, voir 10 m. L'optimum pour les agglomérations de petite ou moyenne importance se situe le plus souvent entre 4 et 5 m. Pour notre cas, on opte pour une hauteur de **5 mètres**.

**III.10.2. Diamètre du réservoir**

Le diamètre du réservoir se détermine à l'aide de la formule (III.6) suivante :

$$D = \sqrt{4 \times V / \pi \times h} \tag{III.6}$$

Avec :

- **D** : Diamètre du réservoir (m).
- **V** : Volume normalisé du réservoir (m<sup>3</sup>).
- **h** : C'est la hauteur d'eau dans le réservoir, elle est comprise entre 4 à 6, on prend : h = 4m.

$$\text{Donc : } D = \sqrt{(4 \times 600)/(3,14 \times 4)}$$

D'où : **D = 13,82 m.**

### III.10.3. Hauteur d'incendie $H_{inc}$

La hauteur d'incendie est donnée par la formule (III.7) suivante :

$$V_{inc} = \left[ \frac{\pi \times D^2}{4} \right] \times H_{inc} \quad (\text{III.7})$$

$$\text{Donc : } H_{inc} = \left[ \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \right]$$

$$H_{inc} = \frac{4 \times 120}{\pi \times (13,82)^2}$$

D'où :  **$H_{inc} = 0,8$  m**

## III.11. Tableau récapitulatif

*Tableau(III.3) : Dimensions du réservoir.*

$R^+$ (%)	$R^-$ (%)	$P_{max}$ (%)	$Q_{max}$ (m <sup>3</sup> /j)	$V_r$ (m <sup>3</sup> )	$V_{inc}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{tot}$ (m <sup>3</sup> )	Capacité standard (m <sup>3</sup> )	<b>D</b> (m)	<b><math>H_{inc}</math></b> (m)
14.35	6.43	20.78	2238.58	465.16	120	585.16	600	13.82	0.8

## III.12. Conclusion

Il est recommandé de construire donc un réservoir de capacité d'environ 600 m<sup>3</sup> pour la population future du périmètre d'étude.

La prochaine étape est de procéder à une simulation du réseau de distribution afin d'observer le comportement du réseau du point de vue débit, vitesse et pression.

# **CHAPITRE**

## **IV**

### ***Dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable***

### IV.1. Introduction

La distribution est la phase finale d'un projet d'alimentation en eau potable, après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, et avoir déterminé les dimensions de notre réservoir.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, l'eau est distribuée sous pression par des canalisations souterraines, en général sous la voie publique, sur lequel raccordent les branchements d'alimentations des immeubles. Les canalisations devront en conséquence présenter des diamètres suffisants, qui seront calculés, de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

Pour prévoir tout cela, nous allons dimensionner le réseau de distribution du *POS UF04 Tassoust*.

### IV.2. Choix du type du réseau

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue différents types de réseaux de distribution :

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Les réseaux étagés ;
- Les réseaux mixtes.

Nous avons conçu le réseau de distribution de la présente étude en réalisant un réseau mixte du fait des différents avantages économiques que représente un tel réseau. La distribution se fera par gravité à partir d'un réservoir placé à une cote plus élevée par rapport à la région à desservir.

### IV.3. Définition d'un réseau mixte (combiné)

C'est un réseau intermédiaire comportant à la fois les deux types (ramifié-maillé), où le réseau ramifié est caractérisé par une alimentation à sens unique alors que le réseau maillé permet une alimentation en retour. Ce type de réseau est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

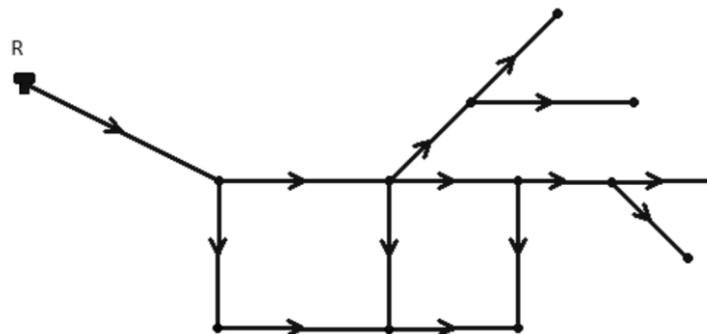


Figure (IV.1) : Schéma d'un réseau mixte.

#### IV.4. Conception d'un réseau de distribution d'eau potable

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre de facteurs, qui peut influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons:

- L'emplacement des quartiers ;
- L'emplacement des consommateurs ;
- Le relief ;
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

#### IV.5. Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [9] :

- Minimiser le nombre de passages difficiles: traversée de route, de ravine...etc ;
- Eviter les pentes trop fortes: difficulté d'ancrage des tuyaux;
- Eviter les zones rocheuses: une tranchée devra être creusée;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ...etc.) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

Le tracé du réseau de distribution de la zone d'étude est illustré dans la figure (IV.2) suivante :

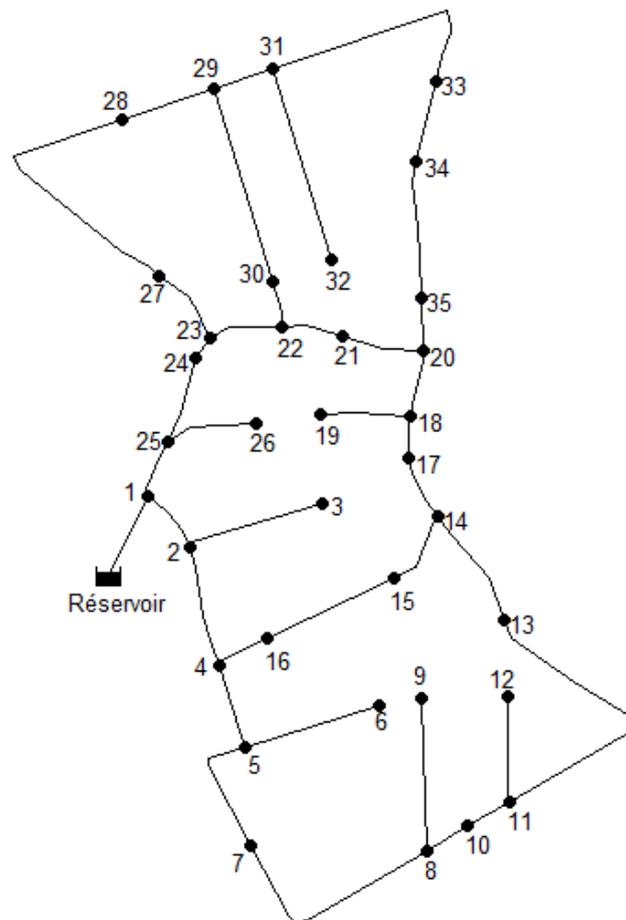


Figure (IV.2) : Tracé du POS UF04 Tassoust.

## IV.6. Choix du type des conduites

Le choix est fondé sur des critères d'ordre technique et économique : le diamètre la pression de service, la durée de vie, es conditions de pose et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché.

Dans le présent projet, le PEHD répond aux objectifs recherchés, ce choix est motivé par les raisons suivantes [9]:

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres ;
- Résistance à la corrosion ;
- Disponibilité sur le marché national ;
- Une rugosité très faible ;
- Meilleure résistance aux contraintes ;
- Longue durée de vie (théoriquement 50 ans à  $t = 20^{\circ}\text{C}$ ).

## IV.7. Calcul hydraulique

### IV.7.1. Débit de pointe

Le débit de pointe ( $Q_p$ ) correspond à la consommation maximale horaire, avec lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

Ainsi :  $Q_p = Q_{\max.h} = 190,27 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Soit :  $Q_p = 52.85 \text{ l/s}$ .

### IV.7.2. Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il se calcule suivant la formule (IV.1) ci-dessous :

$$Q_s = Q_p / \Sigma L_i \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

- $Q_s$ : Débit spécifique (l/s/m) ;
- $Q_p$ : Débit de pointe (l/s) ;
- $\Sigma L_i$ : Longueur totale des tronçons du réseau de distribution (m).

La valeur de débit spécifique se représente dans le tableau (IV.1) ci-après :

*Tableau (IV.1) : Débit spécifique*

$Q_p$	$\Sigma L_i$	$Q_s$
52,85	3477,36	0,015

### IV.7.3. Débits en route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long du tronçon il se calcule suivant la formule (IV.2) ci-après :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad (IV.2)$$

Avec :

- **Q<sub>r</sub>**: Débit de route du tronçon «i-j » (l/s) ;
- **Q<sub>s</sub>**: Débit spécifique (l/s/m) ;
- **L<sub>ij</sub>**: longueur du tronçon « i-j » en (m).

### IV.7.4. Débits aux nœuds

Le débit en chaque nœud correspond à la moitié de la somme des débits en route autour du nœud en ajoutant les débits localisés en ce nœud. Il se calcul suivant la formule (IV.3) ci-après :

$$Q_n = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_{loc} \quad (IV.3)$$

Avec :

- **Q<sub>n</sub>**: Débit au nœud (l/s) ;
- **∑Q<sub>r</sub>**: somme des débits de route au nœud considéré (l/s) ;
- **∑Q<sub>loc</sub>**: somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

### IV.7.5. Les pertes de charge

La perte de charge due à la friction et au frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée avec EPANET en utilisant une des trois différentes formules, formule de Hazen-Williams, formule de Darcy-Weisbach, et formule de Chezy-Manning

Pour notre cas la formule choisie est celle de Darcy-Weisbach (IV.4) qui est théoriquement la formule la plus correcte et la plus largement utilisée. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous types de fluides et s'écrit comme suit:

$$H_f = f * \frac{l}{d} \frac{V^2}{2 * g} = 0,0827 \frac{l}{d^5} q^2 \quad (IV.4)$$

Avec :

- **H<sub>f</sub>** : Pertes de charges (m) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;
- **l** : Longueur du tuyau (m) ;
- **d** : Diamètre du tuyau (m) ;
- **V<sup>2</sup>**: Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- **f** : Facteur de friction ;
- **Q** : Débit (m/s).

### IV.7.6. La vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0.50 à 1.5 m/s. Elle se calcule par la formule (IV.5) suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \tag{IV.5}$$

Avec :

- **V** : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- **Q** : Débite véhiculé dans la conduite (m/s) ;
- **D** : Diamètre de la conduite (m).

**IV.7.7. La pression**

Pour la présente étude la pression doit être assurée dans une fourchette de 10 à 60 mètres de colonne d'eau.

Connaissant les côtes des extrémités des différents tronçons du réseau étudié, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol par la formule (IV.6) suivante :

$$P_j = C_{pj} - C_{NTj} \tag{IV.6}$$

Avec :

- **P<sub>j</sub>** : Pression au sol du point considéré (m) ;
- **C<sub>pj</sub>** : Côte piézométrique du même point considéré (m) ;
- **C<sub>NTj</sub>** : Côte du terrain naturel du point considéré.

La côte piézométrique est donnée par la formule (IV.7) suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{ij} \tag{IV.7}$$

Avec :

- **C<sub>pi</sub>** : Côte piézométrique du point (i) ;
- **H<sub>ij</sub>** : Perte de charge dans le tronçon (i), l'écoulement s'effectue de (i) vers (j).

**IV.7.8. Calcul des différents débits du réseau**

Le tableau (IV.2) suivant regroupe les débits calculés pour les dix (10) premiers nœuds du réseau, alors que le reste sera rapporté dans l'annexe 02 :

*Tableau (IV.2) : Détermination des débits.*

N° Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Qs	Qr	0,5 Qr	Qn
1	R-1	71,79	315	0,015	1,091	0,546	1,309
	1-2	52,33	250	0,015	0,795	0,398	
	1-25	48,15	250	0,015	0,732	0,366	
2	2-1	52,33	250	0,015	0,795	0,398	1,871
	2-3	96,95	63	0,015	1,473	0,737	
	2-4	96,96	250	0,015	1,474	0,737	
3	3-2	96,95	63	0,015	1,473	0,737	0,737

Tableau (IV.2) : Détermination des débits (suite et fin).

N° Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Qs	Qr	0,5 Qr	Qn
4	4-2	96,96	250	0,015	1,474	0,737	1,592
	4-16	44,86	160	0,015	0,682	0,341	
	4-5	67,74	160	0,015	1,030	0,515	
5	5-6	109,8	75	0,015	1,669	0,834	2,165
	5-4	67,74	160	0,015	1,030	0,515	
	5-7	107,3	160	0,015	1,631	0,815	
6	6-5	109,8	75	0,015	1,669	0,834	0,834
7	7-5	107,3	160	0,015	1,631	0,815	2,256
	7-8	189,6	110	0,015	2,882	1,441	
8	8-9	121,1	75	0,015	1,841	0,920	2,650
	8-7	189,6	110	0,015	2,882	1,441	
	8-10	38,01	75	0,015	0,578	0,289	
9	9-8	121,1	75	0,015	1,841	0,920	0,920
10	10-8	38,01	75	0,015	0,578	0,289	0,578
	10-11	38,01	75	0,015	0,578	0,289	

## IV.8. Modélisation et simulation du réseau hydraulique

Afin de faciliter le calcul et d'avoir une meilleure conception du réseau, on opte à l'utilisation du logiciel EPANET, qui nous permettra de trouver des solutions optimales.

### IV.8.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel servant à l'analyse des systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Dans le cadre de notre étude, ce logiciel nous assurera les débits, les diamètres, les pressions et les vitesses.

### IV.8.2. Manipulation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes [12] :

- Dessiner un réseau ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer la simulation ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

### IV.8.3. Composant du réseau

Les différentes données nécessaires à introduire pour la simulation hydraulique du réseau sont les suivantes :

***Pour les nœuds de demande***

- L'altitude par rapport à un point de référence ;
- La demande en eau (débit au nœud  $Q_n$ ).

***Pour le réservoir***

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre ;
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

***Pour les tuyaux***

- Les nœuds initial et final ;
- La longueur ;
- Le diamètre ;
- Le coefficient de rugosité (0,01 pour le PEHD).

**IV.8.4. Modélisation du réseau**

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, et les nœuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs [12].

**IV.8.5. Simulation du réseau**

Après avoir introduit les données du réseau sur EPANET, la simulation peut être lancée, le logiciel analyse les informations du réseau et détermine les différentes grandeurs hydrauliques dont les principaux sont :

***Pour les nœuds de demande***

- La charge hydraulique ;
- La pression.

***Pour les tuyaux***

- Le débit de tronçon ;
- La vitesse d'écoulement ;
- La perte de charge.

**IV.8.6. Vérification des résultats**

Après la simulation, on est amené à vérifier deux paramètres : la pression au niveau des nœuds ainsi que les vitesses au niveau des arcs.

Pour les pressions, elles doivent être comprises entre 10 et 60 m afin d'assurer une bonne pression c'est pour cela que notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN10 où leurs diamètres normalisés seront joints dans l'Annexe 03. En ce qui concerne les vitesses, elles doivent être comprises entre 0,5 et 1,5 m/s.

Les schémas du réseau après la simulation sont présentés dans les figures (IV.3) et (IV.4) suivantes :



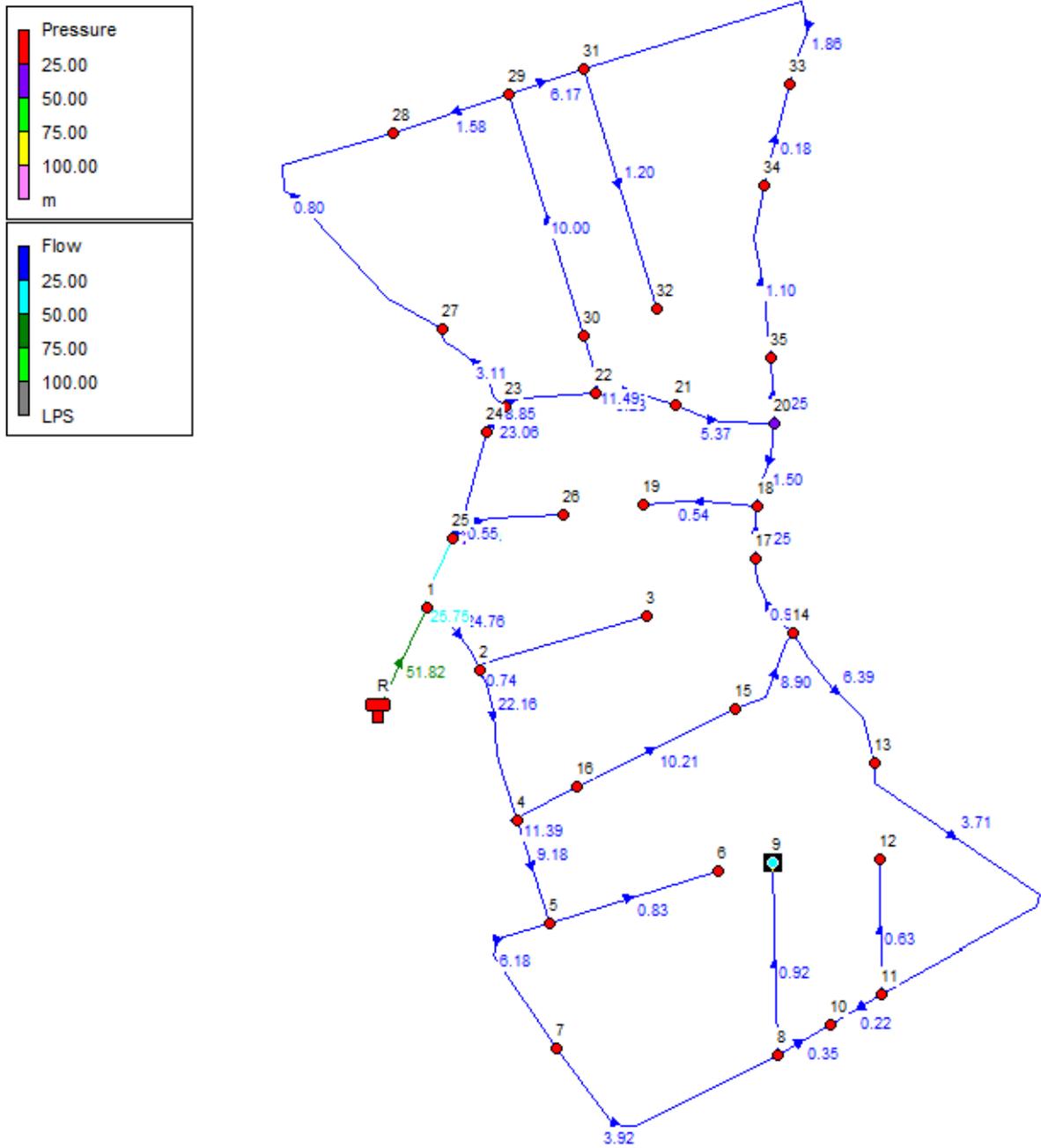


Figure (IV.4) : Schéma après la simulation (débits+pressions).

Les résultats finaux obtenus pour les calculs des nœuds et des arcs sont représentés respectivement dans les tableaux (IV.2) et (IV.3) ci-après :

Tableau (IV.3) : Etat des nœuds du réseau

N° Nœud	Débit	Charge	Pression
	l/s	m	m
Nœud 1	1,31	43,05	20,55
Nœud 2	1,87	42,91	21,79
Nœud 3	0,74	41,83	21,28
Nœud 4	1,59	42,70	21,92
Nœud 5	2,16	42,42	18,99
Nœud 6	0,83	40,88	21,32
Nœud 7	2,26	42,00	18,12
Nœud 8	2,65	41,15	21,66
Nœud 9	0,92	39,14	19,64
Nœud 10	0,58	40,05	21,72
Nœud 11	2,86	40,55	21,91
Nœud 12	0,63	39,19	20,09
Nœud 13	2,68	41,58	22,13
Nœud 14	1,61	41,80	18,65
Nœud 15	1,31	42,05	21,99
Nœud 16	1,17	42,62	22,02
Nœud 17	0,65	39,44	15,21
Nœud 18	1,21	38,89	12,68
Nœud 19	0,54	37,57	14,05
Nœud 20	1,62	41,02	38,49
Nœud 21	0,86	41,53	13,67
Nœud 22	1,13	41,72	14,66
Nœud 23	1,10	42,01	16,49
Nœud 24	0,68	42,13	16,35
Nœud 25	1,46	42,65	20,90
Nœud 26	0,55	41,24	19,14
Nœud 27	2,31	41,52	12,69
Nœud 28	2,37	38,48	21,21
Nœud 29	2,26	41,42	24,70
Nœud 30	1,49	41,68	16,41
Nœud 31	3,11	40,21	23,89
Nœud 32	1,20	38,78	18,18
Nœud 33	2,04	36,17	19,82
Nœud 34	0,92	37,90	20,32
Nœud 35	1,15	38,34	20,04
Réservoir	-	43,30	1,00

Tableau (IV.4) : Etat des conduites du réseau

N° Arcs	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	perte de charge unitaire
	M	mm	LPS	m/s	m/km
<b>R-1</b>	71,79	250	51,82	1,06	3,45
<b>1-2</b>	52,33	200	24,76	0,79	2,65
<b>2-3</b>	96,95	40	0,74	0,59	11,22
<b>2-4</b>	96,96	200	22,16	0,71	2,16
<b>4-5</b>	67,74	125	9,18	0,75	4,25
<b>5-6</b>	109,8	40	0,83	0,66	13,97
<b>5-7</b>	107,3	110	6,18	0,65	3,86
<b>7-8</b>	189,6	90	3,92	0,62	4,49
<b>8-9</b>	121,1	40	0,92	0,73	16,63
<b>8-10</b>	38,01	25	0,35	0,72	29,07
<b>11-10</b>	38,01	25	0,22	0,46	13,16
<b>11-12</b>	83,46	35	0,63	0,66	16,30
<b>11-13</b>	254,3	90	3,71	0,58	4,07
<b>14-13</b>	97,87	125	6,39	0,52	2,22
<b>15-14</b>	63,33	125	8,90	0,72	4,02
<b>16-15</b>	109,7	125	10,21	0,83	5,16
<b>4-16</b>	44,86	160	11,39	0,57	1,91
<b>14-18</b>	50,45	32	0,90	1,12	46,68
<b>17-18</b>	35,01	25	0,25	0,51	15,65
<b>18-19</b>	70,75	32	0,54	0,67	18,74
<b>20-18</b>	53,37	40	1,50	1,19	39,90
<b>21-20</b>	64,45	90	5,37	0,84	7,89
<b>22-21</b>	49,07	110	6,23	0,66	3,92
<b>23-22</b>	59,45	160	18,85	0,94	4,75
<b>24-23</b>	17,69	160	23,06	1,15	6,86
<b>25-24</b>	71,71	160	23,74	1,18	7,24
<b>25-26</b>	72,33	32	0,55	0,68	19,48
<b>1-25</b>	48,15	160	25,75	1,28	8,40
<b>23-27</b>	67,94	75	3,11	0,70	7,11
<b>27-28</b>	236,1	40	0,80	0,63	12,91
<b>29-28</b>	67,29	40	1,58	1,25	43,71
<b>30-29</b>	171,4	160	10,00	0,50	1,51
<b>22-30</b>	24,77	160	11,49	0,57	1,94
<b>29-31</b>	49,17	75	6,17	1,40	24,57
<b>31-32</b>	157,07	50	1,20	0,61	9,11
<b>31-33</b>	202,9	50	1,86	0,95	19,93
<b>34-33</b>	65,4	20	0,18	0,58	26,54
<b>35-34</b>	55,88	50	1,10	0,56	7,88
<b>20-35</b>	95,01	50	2,25	1,15	28,23

### **IV.9. Conclusion**

Pour conclure, dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution d'eau potable du POS N°4 Tassoust qui est de type mixte (ramifié et maillé). Suite au calcul de différents débits et à l'aide de la simulation du logiciel informatique EPANET, nous avons pu déterminer les diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau tout en assurant une pression au niveau des nœuds qui varie entre 10 et 60m, ces diamètres sont entre 20 et 250 mm. Alors qu'au niveau des conduites, nous avons abouti des vitesses se situant entre 0,5 et 1,5 m/s afin éviter le phénomène d'érosion et de dépôt.

Avec cela, nous avons accompli la première partie dédiée au dimensionnement du réseau de distribution, on passera à travers les chapitres qui suivent à la seconde partie basée sur l'étude du réseau d'assainissement d'eaux usées.

**PARTIE**

**II**

***Assainissement des  
eaux usées***

# **CHAPITRE**

**V**

***Généralités***

## V.1. Introduction

L'assainissement est l'une des principales préoccupations des collectivités locales. Son but est d'aboutir toujours à des réseaux sûrs et fiables, quelque soit les effluents à transporter en terme de la quantité et de qualité vers les rejets. Ce chapitre regroupera tous les éléments constitutifs et toutes les caractéristiques qu'un réseau de collecte d'eaux usées a, pour l'assurance de son bon fonctionnement.

## V.2. Gestion d'un réseau d'assainissement d'eaux usées

La gestion d'un réseau d'assainissement a pour principale mission d'assurer les fonctions suivantes :

- **Collecte** : C'est un système de canalisation qui recueille et achemine les eaux urbaines résiduaires composées des eaux usées et des eaux de pluie. Un système de collecte comprend également tous les équipements nécessaires au bon fonctionnement du réseau d'assainissement : déversoir d'orage, station de relevage, bassin de rétention....

- **Traitement** : Le système de traitement comprend la station d'épuration et le déversoir en tête de la station. La définition indique que cette dernière est un ouvrage de dépollution des eaux usées par des procédés divers : biologiques, physico-chimique..., localisé sur un espace géographique continu et homogène.

- **Transport** : Le transport des eaux usées dans les canalisations d'un réseau d'assainissement, autrement appelées « collecteurs », se fait, généralement, par gravité (sous l'effet du poids) mais peut parfois s'effectuer par refoulement, sous pression ou sous dépression.

## V.3. Types des systèmes d'évacuation d'eau usées

### V.3.1. Système unitaire (tout-à-l'égout)

L'évacuation de l'ensemble des eaux est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs d'orages permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel [10].

### V.3.2. Système séparatif

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux de vannes et eaux ménagères) et sous certaines réserves de certains effluents industriels. Le système séparatif est celui adopté par un grand nombre de petites et moyennes agglomérations, mais c'est surtout celui choisi pour les extensions des villes, qui constituent de véritables quartiers avec nouvelles habitations, on l'adopte également lorsque le réseau d'égouts existant dans le centre-ville est proche des zones résidentielles ou industrielles en voie de création [10].

### V.3.3. Système pseudo-séparatif

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines. Ce type de système est rarement utilisé [10].

## V.4. Constitution d'un réseau d'assainissement

### V.4.1. Ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration et ils comprennent les conduites. Ces ouvrages sont identifiables en fonction de : leurs formes géométriques et de la nature des matériaux qui les constituent.

### V.4.2. Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes (bouche d'égout, regard de visite, branchement...etc.) correspondent aux constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle du réseau comme les ouvrages de branchement qui sont les ouvrages courants, indispensables en amont ou sur le cours des réseaux, ils assurent la fonction de recueil des effluents ou d'accès au réseau et les branchements au réseau, qui quant à eux, permettent l'acheminement des eaux.

## V.5. Critères de la conception et du dimensionnement d'un réseau d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement se porte sur [11] :

- Le choix du type du réseau ;
- La localisation des points de rejet ;
- Le choix du type et du lieu d'implantation des ouvrages de stockage et de traitement ;
- Le tracé en plan du réseau ;
- Le dimensionnement.

## V.6. Critères du choix du type du réseau d'assainissement

Le choix du type du réseau se base sur les éléments suivants [11] :

- La proximité d'un exutoire naturel ;
- La sensibilité du milieu récepteur ;
- L'existence d'un réseau ancien ;
- Concevoir l'écoulement aussi rapide que possible des eaux usées urbaines, pour que celles-ci arrivent à la station d'épuration dans un état de fraîcheur suffisante, ce qui facilite le traitement biologique (écoulement libre gravitaire ou écoulement forcé).
- Respecter les objectifs de qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel ;
- Tenir compte des perspectives de développement de la collectivité (plan d'occupation des sols) ;

- Estimer l'impact des installations sur le milieu naturel (conception et localisation des bassins de retenue éventuels et des stations de pompage) ;
- Prendre en considération les conditions techniques et des conditions locales (topographique des lieux, régimes des précipitations atmosphériques, nature du terrain, durée de temps précédant le ruissellement) ;
- Prendre en considération les conditions économiques prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations, de pompage et d'épuration des eaux usées ;
- Prendre en considération les conditions de répartitions des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels, ...etc. ;

**Remarque :**

*Pour faire un bon choix du type du système d'assainissement, il faut faire une analyse des inconvénients et avantages entre les systèmes d'assainissement.*

### V.6.1. Système unitaire

#### V.6.1.1. Avantages

- Systèmes simple et peu onéreux ;
- Auto-curage lors des orages ;
- Un seul branchement par immeuble (pas d'erreur dans les branchements) ;
- Les eaux usées évacuées sont diluées dans les eaux pluviales.

#### V.6.1.2. Inconvénients

- Débit à la station d'épuration très variable ;
- Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales ;
- Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche ;

### V.6.2. Système séparatif

#### V.6.2.1. Avantages

- Séparation des eaux usées des eaux pluviales ;
- Le réseau d'eau pluviale peut être en partie superficiel.

#### V.6.2.2. Inconvénients

- Système très onéreux par rapport au système unitaire ;
- Il existe deux branchements par immeuble qui risquent de créer des erreurs ;

### V.6.3. Système pseudo-séparatif

#### V.6.3.1. Avantages

- Il est plus économique par rapport au système séparatif ;
- Un seul branchement par immeuble (eau pluviale + eau usée = un seul collecteur).

### **V.6.3.2. Inconvénients**

- Plus onéreux que le système unitaire ;
- Variation des débits qui perturbe le fonctionnement de la station d'épuration.

### **V.6.4. Système d'assainissement opté**

Le système opté est le système d'assainissement séparatif, notre choix n'a pas été fait sur les critères avantageux de ce système mais notamment sur le plan économique et rapidité de réalisation.

## **V.7. Choix du schéma de configuration du réseau d'évacuation**

Le tracé doit respecter certains critères, dont :

- Il doit-être le plus court possible et doit suivre la pente du terrain naturel, il doit-être rectiligne (le plus possible), car il permet une économie de regards ;
- Implanté des regards de visite devant chaque lot individuel ou ensemble de lot pour leur permettre le branchement ;
- Chaque changement de direction du réseau impose un regard de visite ;
- La section de canalisation pour un tronçon donné doit-être linéairement constante ;
- Prévoir une pente nécessaire et suffisante pour garantir l'auto-curage des canalisations ;
- Eviter les chevauchements des conduites et leur encombrement ;
- Evité de creuser des tranchées supplémentaires.

### **V.7.1. Les différents schémas d'évacuation**

#### ***V.7.1.1. Schéma perpendiculaire au cours d'eau***

C'est souvent celui des villes ou communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides sans avoir un souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées [10].

#### ***V.7.1.2. Schéma par déplacement ou à collecteur latéraux***

Ce schéma oblige parfois à prévoir des stations de relèvement [10].

#### ***V.7.1.3. Schéma à collecteur transversal ou de collecte oblique***

Ce schéma permet de reporter par simple gravité l'ensemble des effluents plus loin à l'aval par rapport au schéma précédent [10].

#### ***V.7.1.4. Schéma par zones étagées***

Ce schéma s'apparente au schéma précédent. Le collecteur bas qui doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouve soulagé des apports des bassins dominants qui peuvent être évacués gravitairement [10].

### V.7.1.5. Schéma à centre collecteur unique et schéma radial

Selon que le réseau converge vers un ou plusieurs points bas où l'on peut reprendre l'effluent pour le relever, on utilise ce type de schéma [10].

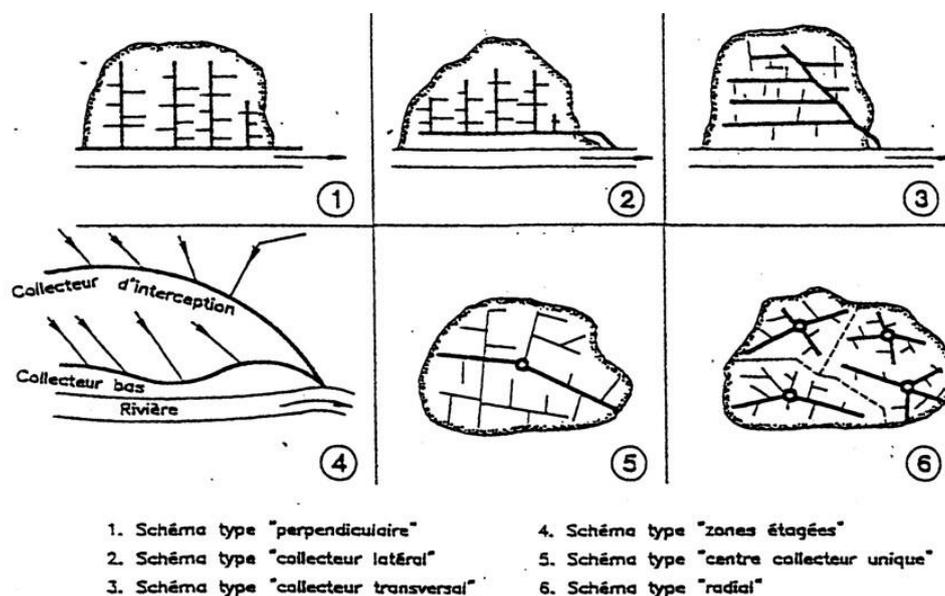


Figure (V.1) : Les différents schémas d'évacuation.

## V.8. Exploitation du réseau

La sauvegarde du système d'assainissement se fait par une gestion rigoureuse et rationnelle de celui-ci. Les travaux principaux pour bien munir à cette tâche sont [11] :

- La connaissance du réseau : La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître le tracé exact de celui-ci et toutes ces caractéristiques hydrauliques et topographiques.

- La surveillance du réseau : Dans tous les domaines, il vaut mieux prévenir que guérir, c'est pour cela que la surveillance du réseau se fait en continu par des opérations d'inspections périodiques, et qu'on double après chaque événement exceptionnel « inondation, pluies torrentielles... ».

- Les travaux d'entretien : Ces travaux ne se font pas d'une manière anarchique, mais suivant un programme établi au préalable, et en mettant les moyens nécessaires.

- Enlèvement des dépôts : L'ennemie première des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont monté leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamiques ou faire un curage à la main.

- Détection des fuites : Les causes principales des fuites sont les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards ou les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

- Détection des eaux parasites : Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potables, la détection se fait la nuit et on reconnaît les eaux parasites par leur clarté.

### **V.9. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté des généralités sur les réseaux d'assainissement ce qui nous ont permis à identifier le type du réseau convenant à notre site d'étude et toutes les informations nécessaires à son bon fonctionnement pour pouvoir entamer la partie des calculs et du dimensionnement de ce dernier qui sera faite dans le chapitre qui suit.

# **CHAPITRE**

## **VI**

### ***Dimensionnement du réseau d'assainissement des E.U***

## VI.1. Introduction

Comme d'autres réseaux d'infrastructure (transport, eau potable), le système d'assainissement fait partie d'un patrimoine collectif indispensable au développement économique d'une cité. En plus c'est un système qui aide à préserver le patrimoine le plus précieux qui nous était donné ; le milieu naturel.

Le dimensionnement des réseaux d'assainissement exige une connaissance particulière de la topographie, du relief et de la géologie du terrain ainsi que le développement démographique de la zone d'étude. Le principe est de concevoir des canalisations qui répondent aux conditions hydrauliques d'écoulement et d'auto-curage.

Pour cela, notre but dans ce chapitre est de projeter un réseau d'assainissement séparatif d'eau usée capable d'acheminer les rejets du POS N°4 de Tassoust vers l'exutoire en respectant les conditions de vie d'hygiène ainsi que celle de l'environnement.

## VI.2. Description du réseau projeté

Les caractéristiques du réseau d'assainissement projeté de la zone d'étude se récapitulent dans les points suivants :

- Le réseau d'assainissement projeté est de type séparatif (eaux usées domestiques).
- Le nombre de sous-bassins de collecte obtenus est de dix-sept (17) ;
- Le nombre de collecteurs est de vingt-sept (27) ;
- Le système d'épuration adopté est constitué de deux (02) bassins de décantation.

Le tracé de notre réseau est illustré dans la figure (VI.1) suivante :

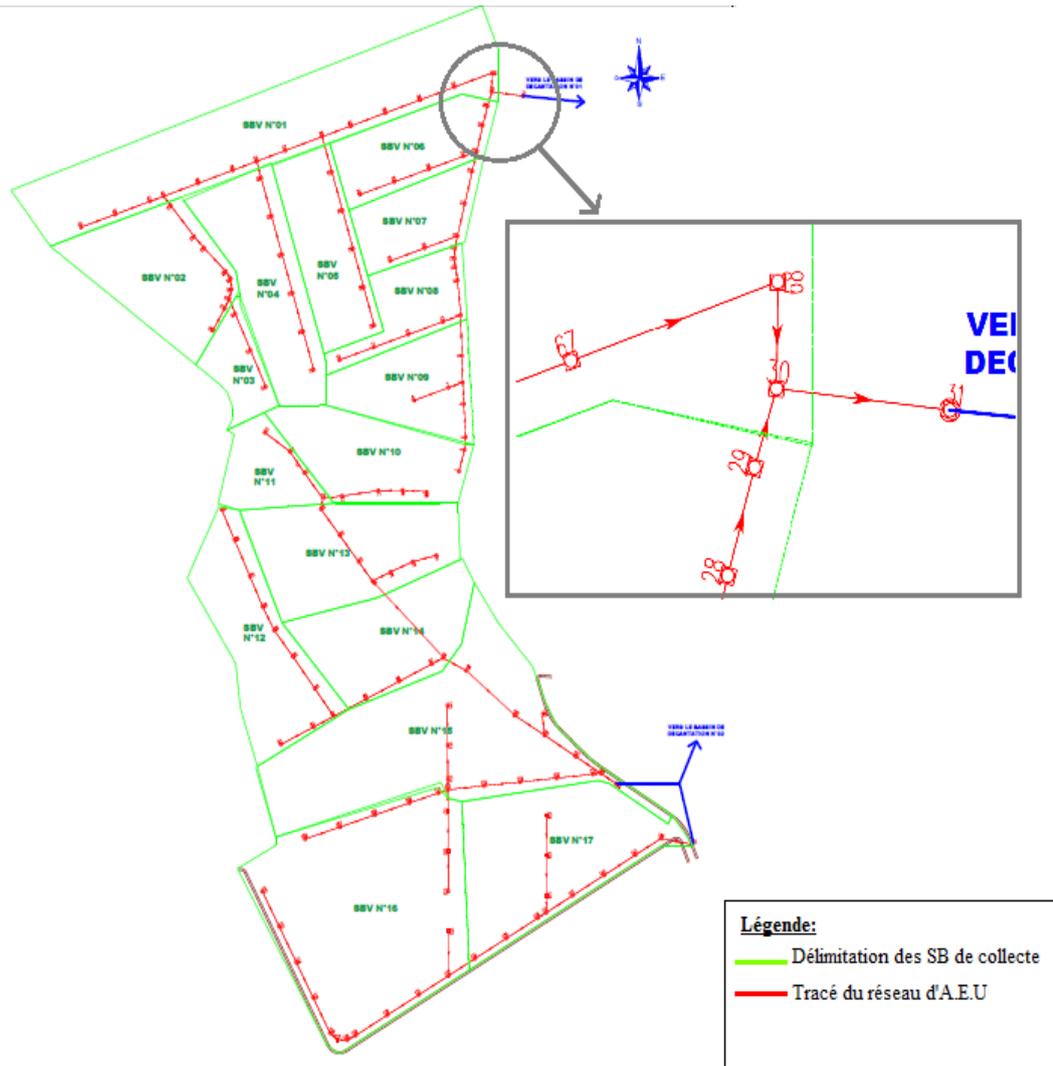


Figure (VI.1) : Tracé du réseau d'assainissement des eaux usées.

### VI.3. Profil en long et pentes des canalisations

Le calcul des pentes s'effectue généralement suivant la formule (VI.1) suivante:

$$I' = \frac{C_{pr.am} - C_{pr.av}}{D_p} \quad (VI.1)$$

Avec:

- $I'$  : Pente en (m/m) ;
- $C_{pr.am}$  : Côte de projet en amont (m) ;
- $C_{pr.av}$  : Côte de projet en aval (m) ;
- $D_p$  : Distance partielle entre deux regards (m).

Les résultats de calculs des pentes des vingt (20) premiers tronçons parmi 142 sont interprétés dans le tableau (VI.1) ci-après :

**Tableau (VI.1) : Caractéristiques des vingt premiers tronçons.**

N° tronçon	Ram-Rav	Distance (m)	Côtes tampon (m)		Côtes des fouilles (m)		Pente (%)
			Amont	Aval	Amont	Aval	
1	R1-R2	16,60	25,06	23.80	23,66	22,40	7,590
2	R2-R3	9,61	23.80	23.00	22,4	21,60	8,325
3	R3-R4	25,00	23.00	21.20	21,6	19,80	7,200
4	R4-R5	16,03	21.20	19.98	19,8	18,58	7,611
5	R6-R7	30,00	25.56	21.00	22,56	19,60	9,867
6	R7-R5	12,35	21.00	19.98	19,6	18,58	8,259
7	R5-R8	20,00	19.98	19.16	18,58	17,76	4,100
8	R8-R9	30,46	19.16	18.22	17,76	16,82	3,086
9	R10-R11	30,00	24.24	21.24	22,79	19,84	9,833
10	R11-R12	30,00	21.24	19.81	19,84	18,41	4,767
11	R12-R13	30,00	19.81	18.86	18,41	17,46	3,167
12	R13-R9	15,41	18.86	18.22	17,46	16,82	4,153
13	R9-R14	26,28	18.22	17.84	16,82	16,44	1,446
14	R14-R15	10,09	17.84	17.74	16,44	16,34	0,991
15	R15-R16	6,29	17.74	17.69	16,34	16,29	0,795
16	R16-R17	7,64	17.69	17.59	16,29	16,19	1,309
17	R17-R18	9,48	17.59	17.49	16,19	16,09	1,055
18	R19-R20	30,00	18.66	18.09	17,26	16,69	1,900
19	R20-R18	28,43	18.09	17.49	16,69	16,09	2,110
20	R18-R21	25,00	17.49	17.24	16,09	15,84	1,000

La suite de l'ensemble des résultats de calcul des pentes du reste des tronçons est reportés dans l'annexe 04.

## VI.4. Estimation des débits

### VI.4.1. Débit moyen futur pour chaque sous-bassin de collecte

Le débit moyen journalier d'eaux usées rejetées peut être calculé par la relation (VI.2) suivante :

$$Q_{\text{moy.f}} = \frac{D \cdot (1-P) \cdot N_h}{86400} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.f}}$  : Débit moyen futur d'eaux usées rejetées (l/s) ;
- $D$  : Dotation (l/hab/j) ;
- $P$  : Pertes futures en eau (=30%) ;
- $N_h$  : Nombre d'habitants.

Le tableau (VI.2) suivant donne les débits moyens futurs de chaque sous-bassin de collecte :

Tableau (VI.2) : Débits moyens futurs des sous-bassins de collecte.

N° SBC	Nbr de logements	Densité (hab/log)	Nbr d'habitants	Dotation (l/hab/j)	Pertes (%)	Q <sub>moy.j.f</sub> (l/s)
1	72	5	360	200	30	0,583
2	26	5	130	200	30	0,211
3	4	5	20	200	30	0,032
4	32	5	160	200	30	0,259
5	32	5	160	200	30	0,259
6	23	5	115	200	30	0,186
7	20	5	100	200	30	0,162
8	120	5	600	200	30	0,972
9	16	5	80	200	30	0,130
10	30	5	150	200	30	0,243
11	6	5	30	200	30	0,049
12	8	5	40	200	30	0,065
13	35	5	175	200	30	0,284
14	8	5	40	200	30	0,065
15	8	5	40	200	30	0,065
16	150	5	750	200	30	1,215
17	130	5	650	200	30	1,053

#### VI.4.2. Débit de route

Après avoir évalué le débit moyen d'eaux usées, on le répartira proportionnellement au développement du réseau pour chaque secteur, on obtiendra ainsi les valeurs des débits en route de chaque secteur.

##### VI.4.2.1. Pour chaque sous-bassin de collecte

Le débit unitaire de chaque sous-bassin de collecte est calculé par la formule (VI.3) suivante :

$$Q_u = \frac{Q_{moy.j}}{\sum L} \quad (VI.3)$$

Avec :

- $Q_u$  : Débit unitaire (l/s/ml) ;
- $Q_{moy.j}$  : Débit moyen rejeté par chaque secteur (l/s) ;
- $\sum L$  : Somme des longueurs des tronçons de chaque sous-bassin de collecte.

##### VI.4.2.2. Pour chaque tronçon

Le débit de route de chaque tronçon est calculé avec la formule (VI.4) qui suit :

$$Q_r = Q_u * L \quad (VI.4)$$

Avec :

- $Q_r$  : Débit de route (l/s) ;
- $Q_u$  : Débit unitaire (l/s/ml) ;
- $L$  : Longueur du tronçon (m).

### VI.4.3. Débit moyen

#### VI.4.3.1. Entrant

Le débit moyen entrant est donné par la relation (VI.5) ci-après :

$$Q_{\text{moy.e.i}} = \sum Q_{r.i} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.e.i}}$  : Débit moyen entrant du tronçon « i » (l/s) ;
- $\sum Q_{r.i}$  : Somme des débits de route entrant au tronçon « i » (l/s).

#### VI.4.3.2. Sortant

Le débit moyen sortant est donné par la relation (VI.6) qui suit :

$$Q_{\text{moy.s.i}} = Q_{\text{moy.e.i}} + Q_{r.i} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.s.i}}$  : Débit moyen sortant du tronçon « i » (l/s) ;
- $Q_{\text{moy.e.i}}$  : Débit moyen entrant du tronçon « i » (l/s) ;
- $Q_{r.i}$  : Débit de route du tronçon « i » (l/s).

### VI.4.4. Débit de pointe

#### VI.4.4.1. Entrant

Le débit de pointe entrant s'exprime par la relation (VI.7) suivante :

$$Q_{p.e} = C_{p.e} * Q_{\text{moy.e}} \quad (\text{VI.7})$$

Avec :

- $Q_{p.e}$  : Débit de pointe entrant (l/s) ;
- $C_{p.e}$  : Coefficient de pointe entrant qui est donné par la formule (VI.8) :

$$C_{p.e} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy.e}}}} \quad (\text{VI.8})$$

$$\text{Où : } 1,5 \leq C_{p.e} \leq 4$$

- $Q_{\text{moy.e}}$  : Débit moyen entrant (l/s).

#### VI.4.4.2. Sortant

Le débit de pointe sortant s'exprime par la relation (VI.9) suivante :

$$Q_{p.s} = C_{p.s} * Q_{\text{moy.s}} \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

- $Q_{p.s}$  : Débit de pointe sortant (l/s) ;
- $C_{p.s}$  : Coefficient de pointe sortant qui est donné par la formule (VI.10) :

$$C_{p.s} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy.s}}} \quad (VI.10)$$

Où :  $1,5 \leq C_{p.s} \leq 4$

- $Q_{moy.s}$  : Débit moyen sortant (l/s).

#### VI.4.4.3. Pour chaque tronçon

La détermination du débit de pointe de chaque tronçon ( $Q_{p,i}$ ) s'effectue en prenant la moyenne arithmétique du débit de pointe entrant (en amont) et du débit de pointe sortant (en aval), comme l'indique la relation (VI.11) ci-après :

$$Q_{p,i} = (Q_{p.e,i} + Q_{p.s,i}) / 2 \quad (VI.11)$$

## VI.5. Dimensionnement des canalisations

### VI.5.1. Détermination des diamètres des conduites

Pour ce présent projet, nous avons opté pour des canalisations circulaires en béton vu leur bonne résistance aux chocs, à la tension et aux produits chimiques. Et leur utilisation limite les facteurs d'apparition de la corrosion, ainsi que la formation du tartre ce qui contribue à rallonger la durée de vie des canalisations.

Connaissant en chaque point, la pente et le débit de pointe à évacuer, le choix du diamètre des conduites s'effectue à partir de l'abaque de Bazin (annexe 05), qui représente les débits en fonction des pentes des canalisations dans le cas des réseaux séparatifs, où leur point d'intersection nous donne directement le diamètre à adopter pour chaque conduite. On fait un choix par excès, car le débit à pleine section doit être supérieur au débit de pointe à évacuer.

D'après l'abaque, et vue la faible quantité de débit rejeté par le *POS UF04 de Tassoust*, nous avons choisis, pour toutes les canalisations du réseau, un diamètre de **200 mm** afin d'éviter les risques d'obstruction.

Le tableau (VI.3) qui suit récapitule les différents calculs faits pour la détermination des débits d'eaux rejetées par le sous-bassin de collecte N°01, alors que pour le reste des sous-bassins, leurs estimations seront dans l'annexe 06.

Tableau (VI.3) : Estimation des débits d'eaux rejetées par le sous-bassin de collecte N°1.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
43	R45	30,000	0,00157	0,04708	0,00000	0,00000	0,00000	0,09417	0,700	200
	R46				0,04708	4,00000	0,18833			
44	R46	30,000	0,00157	0,04708	0,04708	4,00000	0,18833	0,28250	0,700	200
	R47				0,09417	4,00000	0,37666			
45	R47	11,867	0,00157	0,01862	0,09417	4,00000	0,37666	0,41391	0,842	200
	R44				0,11279	4,00000	0,45116			
46	R44	30,000	0,00157	0,04708	0,35579	4,00000	1,42316	1,51733	0,700	200
	R48				0,40287	4,00000	1,61149			
47	R48	30,000	0,00157	0,04708	0,40287	4,00000	1,61149	1,70566	0,700	200
	R49				0,44996	4,00000	1,79983			
48	R49	20,844	0,00157	0,03271	0,44996	4,00000	1,79983	1,86525	0,672	200
	R50				0,48267	4,00000	1,93068			
55	R50	25,000	0,00157	0,03924	0,74167	4,00000	2,96668	3,04515	0,680	200
	R57				0,78091	4,00000	3,12362			
56	R57	32,039	0,00157	0,05028	0,78091	4,00000	3,12362	3,22419	0,718	200
	R58				0,83119	4,00000	3,32475			
62	R58	25,000	0,00157	0,03924	1,09019	3,89436	4,24558	4,29829	0,640	200
	R64				1,12942	3,85240	4,35100			
63	R64	30,000	0,00157	0,04708	1,12942	3,85240	4,35100	4,41371	0,667	200
	R65				1,17651	3,80485	4,47643			
64	R65	30,000	0,00157	0,04708	1,17651	3,80485	4,47643	4,53861	0,667	200
	R66				1,22359	3,76007	4,60079			
65	R66	30,000	0,00157	0,04708	1,22359	3,76007	4,60079	4,66245	0,667	200
	R67				1,27067	3,71780	4,72411			
66	R67	32,471	0,00157	0,05096	1,27067	3,71780	4,72411	4,79031	0,739	200
	R68				1,32163	3,67463	4,85651			
67	R68	14,251	0,00157	0,02237	1,32163	3,67463	4,85651	4,88539	0,702	200
	R30				1,34400	3,65645	4,91428			

### VI.5.2. Vérification des conditions d'auto-curage

L'auto-curage est l'aptitude d'une conduite d'assainissement à transporter les écoulements qu'elle reçoit sans encrassement. En pratique, un bon auto-curage impose que la capacité de transport des particules solides soit suffisante pour éviter leur sédimentation et leur dépôt. C'est pour cela que l'écoulement des eaux est un facteur très important à considérer lors de la conception du réseau, il doit obéir à trois (03) conditions, à savoir :

**VI.5.2.1. 1<sup>ère</sup> condition**

A pleine ou à demi section, un tuyau circulaire d'évacuation d'eaux usées doit assurer une vitesse d'écoulement supérieure ou égale à 0,7 m/s (0,5 m/s à l'extrême rigueur).

$$\text{Pour } H' = 1/2 \text{ } \varnothing \Rightarrow V \geq 0,7 \text{ m/s}$$

Avec :

- $H'$  : Hauteur d'eau dans la conduite (m) ;
- $\varnothing$  : Diamètre de la conduite (m) ;
- $V$  : Vitesse d'écoulement (m/s).

**VI.5.2.2. 2<sup>ème</sup> condition**

La vitesse minimale à retenir, dite d'auto-curage, doit être supérieure ou égale à 0,3 m/s pour une hauteur de remplissage de deux dixième du diamètre ( $2/10 \varnothing$ ).

$$\text{Pour } H = 2/10 \varnothing \Rightarrow V \geq 0,3 \text{ m/s}$$

**VI.5.2.3. 3<sup>ème</sup> condition**

La hauteur de remplissage doit être supérieure ou égale à deux dixièmes du diamètre de la conduite ( $2/10 \varnothing$ ) pour un débit correspondant à  $Q_{\min}$ .

$$\text{Pour } H = r_H * \varnothing \geq 2/10 \varnothing \Rightarrow Q = Q_{\min}$$

$$\text{Où : } Q_{\min} = Q_{SB.f} - (Q_{SB.f} / \sum L_i) * (L_i / 2) \quad (\text{VI.12})$$

D'où :  $r_H \geq 0,2$

Avec :

- $Q_{SB.f}$  : Débit d'eaux usées futur du sous-bassin de collecte ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- $\sum L_i$  : La somme des longueurs des tronçons du sous-bassin de collecte (m) ;
- $L_i$  : La longueur du tronçon « i » (m).

**a) Détermination des coefficients  $r_H$  et  $r_V$  :**

Les coefficients  $r_H$  et  $r_V$  se déterminent à partir de l'abaque de Manning (annexe 07), mais on doit déterminer d'abord le débit à pleine section  $Q_{ps}$  pour les pentes supérieures à 10% en utilisant la formule (VI.13) qui suit :

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.013} * \varnothing^{8/3} * \sqrt{I} \quad (\text{VI.13})$$

Avec :

- $Q_{ps}$  : Débit à pleine section ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- $\varnothing$  : Diamètre de la conduite (m) ;
- $I$  : Pente de la conduite (%).

On détermine, par la suite, la vitesse à pleine section qui est donnée par l'expression (VI.14) suivante :

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot \emptyset^2} \quad (\text{VI.14})$$

Avec :

- $V_{ps}$ : Vitesse à pleine section en (m/s) ;
- $Q_{ps}$ : Débit à pleine section en (m<sup>3</sup>/s);
- $\emptyset$ : Diamètre de la conduite en (m).

Après cela, on calcule  $Q_{min}$  donné par la formule (VI.12), pour pouvoir déduire le rapport des débits  $r_Q$  qui se calcule suivant la relation (VI.15) suivante :

$$r_Q = Q_{min} / Q_{ps} \quad (\text{VI.15})$$

A la fin de tous ces calculs, on pourra tirer le rapport des vitesses ( $r_V$ ) à partir de l'abaque de Manning. Et on pourra calculer le rapport des hauteurs ( $r_H$ ) suivant la formule discrétisée (VI.16) ci-dessous :

$$r_H = 0,4961 r_Q + 0,07861 r_Q^2 + 3,65128 r_Q^3 - 3,16149 r_Q^4 - 0,0612 r_Q^5 \quad (\text{VI.16})$$

Enfin, la vitesse effective ( $V$ ) sera calculée avec la formule (VI.17) ci-après :

$$V = r_V \cdot V_{ps} \quad (\text{VI.17})$$

*b) Exemple de vérification des conditions d'auto-curage :*

On vérifie les conditions d'auto-curage pour le tronçon N° 43 (R45-R46) du premier sous-bassin de collecte :

➤ Caractéristiques du tronçon :  $L = 30$  m,  $I = 0,7$  % et  $\emptyset = 0,2$  m.

➤ Calcul de  $Q_{ps}$  :

$$\text{On a : } Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot \emptyset^{8/3} \cdot \sqrt{I}$$

$$\text{Donc : } Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot (0,2)^{8/3} \cdot \sqrt{0,7}$$

$$\text{D'où : } Q_{ps} = 0,02744 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Calcul de  $V_{ps}$  :

$$\text{On a : } V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot \emptyset^2}$$

$$\text{Donc : } V_{ps} = (4 \cdot 0,02744) / (3,14 \cdot 0,2^2)$$

D'où :  $V_{ps} = 0,87352$  m/s

➤ Vérification de la 1<sup>ère</sup> condition d'auto-curage :

A partir de l'abaque de Manning : pour  $r_H = 0,5 \Rightarrow r_V = 1,01$

On a :  $V = r_V * V_{ps}$

Donc :  $V = 1,01 * 0,87352$

D'où :  $V = 0,88226$  m/s > 0,7 m/s  $\Rightarrow$  1<sup>ère</sup> condition vérifiée.

➤ Vérification de la 2<sup>ème</sup> condition d'auto-curage :

A partir de l'abaque de Manning : pour  $r_H = 0,2 \Rightarrow r_V = 0,6$

Donc :  $V = 0,6 * 0,87352$

D'où :  $V = 0,52411$  > 0,3 m/s  $\Rightarrow$  2<sup>ème</sup> condition vérifiée.

➤ Vérification de la 3<sup>ème</sup> condition d'auto-curage :

On a :  $Q_{\min(R45-R46)} = Q_{SB.f} - [(Q_{SB.f} / \sum L_i) * (L_i / 2)]$

Donc :  $Q_{\min(R45-R46)} = 0,583 - [(0,583 / 357,221) * (30 / 2)]$

D'où :  $Q_{\min(R45-R46)} = 0,55852$  l/s

Avec:  $r_Q = Q_{\min} / Q_{ps}$

Donc :  $r_Q = 0,55852 / 0,02744$

D'où :  $r_Q = 0,02014$

Avec :  $r_H = 0,4961 r_Q + 0,07861 r_Q^2 + 3,65128 r_Q^3 - 3,16149 r_Q^4 - 0,0612 r_Q^5$

Donc :  $r_H = (0,4961 * 0,02014) + (0,07861 * 0,02014^2) + (3,65128 * 0,02014^3) - (3,16149 * 0,02014^4) - (0,0612 * 0,02014^5)$

D'où :  $r_H = 0,01001 < 0,2 \Rightarrow$  3<sup>ème</sup> condition non vérifiée.

Le tableau (VI.4) qui suit récapitule les différents calculs faits pour la vérification des conditions d'auto curage du sous-bassin de collecte N°01, alors que pour le reste des sous-bassins, leurs vérifications seront dans l'annexe 08.

Tableau (VI.4) : Vérification des conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°01.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage									
									1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									r <sub>v</sub> r <sub>H</sub> =0,5	V (m/s)	Obs	r <sub>v</sub> r <sub>H</sub> =0,2	V (m/s)	Obs	r <sub>q</sub>	r <sub>H</sub>	H (m)	Obs
43	R45	30,000	0,700	200	0,02744	27,44242	0,87352	0,55946	1,01	0,88225	C.V	0,6	0,52411	C.V	0,02039	0,01018	0,00204	C.N.V
	R46																	
44	R46	30,000	0,700	200	0,02744	27,44242	0,87352	0,55946	1,01	0,88225	C.V	0,6	0,52411	C.V	0,02039	0,01018	0,00204	C.N.V
	R47																	
45	R47	11,867	0,842	200	0,03010	30,09743	0,95803	0,57369	1,01	0,96761	C.V	0,6	0,57482	C.V	0,01906	0,00951	0,00190	C.N.V
	R44																	
46	R44	30,000	0,700	200	0,02744	27,44242	0,87352	0,55946	1,01	0,88225	C.V	0,6	0,52411	C.V	0,02039	0,01018	0,00204	C.N.V
	R48																	
47	R48	30,000	0,700	200	0,02744	27,44242	0,87352	0,55946	1,01	0,88225	C.V	0,6	0,52411	C.V	0,02039	0,01018	0,00204	C.N.V
	R49																	
48	R49	20,844	0,672	200	0,02689	26,88797	0,85587	0,56664	1,01	0,86443	C.V	0,6	0,51352	C.V	0,02107	0,01052	0,00210	C.N.V
	R50																	
55	R50	25,000	0,680	200	0,02705	27,04755	0,86095	0,56338	1,01	0,86956	C.V	0,6	0,51657	C.V	0,02083	0,01040	0,00208	C.N.V
	R57																	
56	R57	32,039	0,718	200	0,02779	27,79301	0,88468	0,55786	1,01	0,89353	C.V	0,6	0,53081	C.V	0,02007	0,01002	0,00200	C.N.V
	R58																	
62	R58	25,000	0,640	200	0,02624	26,23998	0,83524	0,56338	1,01	0,84360	C.V	0,6	0,50115	C.V	0,02147	0,01072	0,00214	C.N.V
	R64																	
63	R64	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,55946	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02088	0,01043	0,00209	C.N.V
	R65																	

Tableau (VI.4) : Vérification des conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°01 (suite et fin).

N° Tr	N° Regard	Li (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage									
									1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									rv r <sub>H</sub> =0,5	V (m/s)	Obs	rv r <sub>H</sub> =0,2	V (m/s)	Obs	r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	H (m)	Obs
64	R65	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,55946	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02088	0,01043	0,00209	C.N.V
	R66																	
65	R66	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,55946	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02088	0,01043	0,00209	C.N.V
	R67																	
66	R67	32,471	0,739	200	0,02820	28,19653	0,89752	0,55752	1,01	0,90650	C.V	0,6	0,53851	C.V	0,01977	0,00987	0,00197	C.N.V
	R68																	
67	R68	14,251	0,702	200	0,02748	27,48160	0,87477	0,57182	1,01	0,88351	C.V	0,6	0,52486	C.V	0,02081	0,01039	0,00208	C.N.V
	R30																	

## VI.6. Constatations et perspectives

Nous avons constaté que la troisième condition d'auto-curage n'est pas vérifiée pour l'ensemble des tronçons des sous-bassins de collecte, en revanche, les deux premières conditions sont remplies. Donc, pour remédier à cette situation, plusieurs solutions existent :

- a) Hydro-curage hydrodynamique : Il consiste à nettoyer les canalisations à l'aide d'eau sous haute pression comprise entre 50 et 300 bars, mais cette méthode nécessite une disponibilité importante des moyens humains, matériels et financiers.
- b) Augmentation de la charge hydraulique dans les canalisations : Cette solution implique la réalisation de liaison entre les gouttières des habitations et le réseau d'assainissement, cela peut fonctionner en rajoutant le débit des eaux de pluie à celui d'eaux usées, et par ce biais on pourra augmenter la capacité d'auto-curage, mais cette méthode ne peut fonctionner qu'en période hivernale.
- c) Implantation des réservoirs de chasse : Il joue le rôle de réservoir périodique qui envoie l'eau sous pression dans les canalisations pour entraîner tous les éléments qui se sont déposés au fond et qui risquent de boucher la conduite lorsque l'écoulement n'est pas suffisant.

Pour notre cas, on optera pour la troisième solution qui est l'implantation des réservoirs de chasse.

### VI.6.1. Calcul du nombre de réservoir de chasse à placer

Le nombre de réservoirs de chasse à implanter sur notre site d'étude est déterminé suivant la formule (VI.18) ci-après :

$$N_R = \sum L_i / D_{\max} \quad (\text{VI.18})$$

Avec :

- $N_R$  : Nombre de réservoirs de chasse dans un sous-bassin de collecte (unité) ;
- $\sum L_i$  : Somme des longueurs des tronçons du sous-bassin de collecte (m) ;
- $D_{\max}$  : Distance maximale entre deux réservoirs de chasse = 100 m.

Le tableau (VI.5) suivant résume le nombre trouvé de réservoirs dans chaque sous-bassin de collecte :

**Tableau (VI.5) : Nombre de réservoirs de chasse par sous-bassin de collecte.**

N° SBC	$\sum L_i$	Nbr de réservoirs de chasse
1	371,472	4
2	125,605	1
3	72,117	1

**Tableau (VI.5) : Nombre de réservoirs de chasse par sous-bassin de collecte (suite et fin).**

N° SBC	$\sum Li$ (m)	Nombre de réservoirs de chasse
4	162,845	2
5	147,618	1
6	173,558	2
7	123,832	1
8	165,18	2
9	133,833	1
10	112,262	1
11	69,556	1
12	229,192	2
13	131,148	1
14	179,261	2
15	375,496	4
16	465,065	5
17	301,798	3
<b>TOTAL</b>	<b>3339,838</b>	<b>33</b>

### VI.6.2. Calcul de la capacité des réservoirs de chasse

La formule qui nous permet d'évaluer la capacité de chaque réservoir suit l'expression suivante :

Volume d'un réservoir de chasse = 1/10 du volume à nettoyer

D'où :

$$V_R = \frac{1}{10} * \frac{\pi * \emptyset^2}{4} * D_{\max} \quad (\text{VI.19})$$

Avec :

- $V_R$  : Capacité du réservoir de chasse (l) ;
- $\emptyset$  : Diamètre de la conduite (m) ;
- $D_{\max}$  : Distance maximale entre deux réservoirs de chasse = 100 m.

$$\text{Donc : } V_R = \frac{1}{10} * \frac{\pi * 0,2^2}{4} * 100$$

$$\text{On aura : } V_R = 0,314 \text{ m}^3 = \mathbf{350 \text{ l.}}$$

### VI.6.3. Calcul du volume d'eau annuel nécessaire

Pour déterminer le volume annuel d'eau nécessaire à notre réservoir de chasse, nous utilisons la formule (VI.20) suivante :

$$V_{R,\text{Tot}} = N_{R,\text{Tot}} * V_R \quad (\text{VI.20})$$

Avec :

- $V_{R.Tot}$  : Volume total nécessaire (l) ;
- $N_{R.Tot}$  : Nombre de réservoirs de chasse total (unité) ;
- $V_R$  : Capacité du réservoir de chasse (l).

Donc :  $V_T = 33 * 350$

On aura :  $V_T = 11550$  l.

Ensuite, on doit fixer la fréquence de fonctionnement des réservoirs suivant la disponibilité de l'eau dans le réseau de distribution en eau potable. Dans notre cas, on opte pour un fonctionnement pendant chaque deux (02) jours.

Donc :  $V_{R.Annuel} = 11550 * (365/2)$

On aura :  $V_{R.Annuel} = 2107875$  l =  $2107,875$  m<sup>3</sup>.

### VI.7. Conclusion

Après avoir tracé le réseau d'assainissement des eaux usées du *POS UF04 Tassoust*, tout en respectant le relief du terrain afin d'avoir un écoulement gravitaire, le dimensionnement de ce dernier, nous a amenés à choisir des canalisations en béton d'un diamètre de 200 mm pour l'ensemble des conduites, et aussi, après non-vérification de la troisième condition d'auto-curage, nous avons procédé à l'implantation de 33 réservoirs de chasse répartis sur les différents sous-bassins de collecte pour les tronçons non auto-curants où chaque réservoir à un volume de 0,314 m<sup>3</sup>, ce qui nous a semblé la solution la plus adéquate vu le manque d'entretien dans la localité.

Les eaux usées ont été drainées vers deux (02) exutoires distincts composés de bassin de décantation se jetant sur l'Oued Djendjen à différents endroits de la zone d'étude. Ceci diminuera la concentration de la pollution dans un seul endroit. Leur dimensionnement sera fait dans le chapitre qui suit.

# **CHAPITRE**

## **VII**

### ***Dimensionnement des bassins de décantation***

## VII.1. Introduction

Après le dimensionnement du réseau d'assainissement des eaux usées du *POS UF04 Tassoust*, on a procédé à leur évacuation vers deux (02) bassins de décantation avant leur report dans le milieu naturel qui est le cours d'eau existant. Où le premier retient le rejet des treize (13) premiers sous-bassins de collecte, et le rejet des cinq (05) restants est déversé vers le deuxième bassin de décantation.

Dans ce chapitre, on mènera à expliquer qu'est-ce qu'un bassin de décantation, son principe de fonctionnement, ses différents types et le dimensionnement des deux (02) qu'on a dans notre réseau.

## VII.2. Généralités

### VII.2.1. Définition d'un bassin de décantation

Un bassin de décantation est un contenant où une eau chargée en polluants ou en particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau, va se libérer des impuretés en les laissant se déposer au fond du bassin en s'accumulant qui, quant à elles, s'extraient périodiquement pour soit les traitées ou les stockées.

### VII.2.2. Principe de la décantation

Le principe de la décantation consiste à la réduction continue de la vitesse d'écoulement qui oblige les particules en suspensions de flocculer, sédimenter, et à se déposer sous forme de boue car toute particule dans l'eau est soumise à une force de pesanteur qui est l'élément moteur permettant sa chute.

### VII.2.3. Types des bassins de décantation

#### VII.2.3.1. A flux horizontaux :

Dans ces bassins, la condition pour qu'une particule soit retenue est qu'elle ait le temps d'atteindre le fond avant le débordement ou la sortie de l'ouvrage. Un décanteur horizontal est caractérisé par : le débit traversier «  $Q$  », sa surface «  $S$  » et sa hauteur entre le plan d'eau libre et le radier «  $h$  » [12].

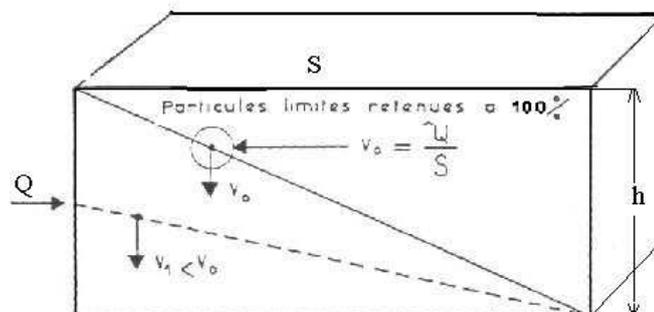


Figure (VII.1) : Principe du décanteur horizontal (loi de Hazen).

### VII.2.3.2. A flux verticaux :

Dans ce type d'ouvrage, l'eau suit un trajet vertical. La vitesse de chute des particules est contrariée par une force résultante de la composition de la force de frottement et de la vitesse ascensionnelle de l'eau. Ce sont des ouvrages de forme conique ou pyramidale pour permettre un contrôle plus aisé du voile de boues. On rencontre les ouvrages suivants : décanteurs dits statiques, décanteurs à circulation de boues et décanteur à lit de boues [12].

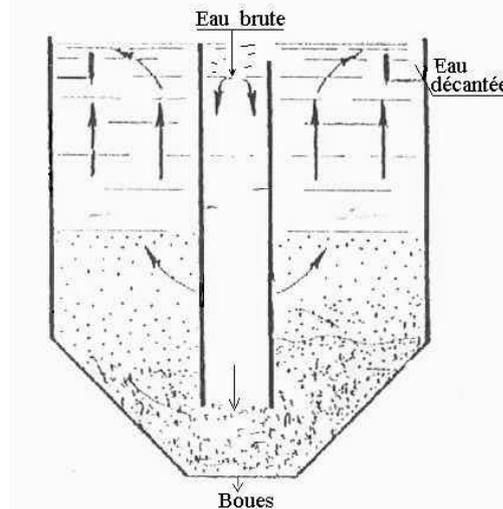


Figure (VII.2) : Exemple simplifié de décanteurs dits statiques

### VII.2.3.3. A circulation de boues :

Ces décanteurs comportent une zone centrale de réaction entourée d'une zone de décantation. Ces deux zones communiquent par le haut et par le bas. Une turbine située à la partie supérieure de la zone de réaction fait circuler l'eau vers la zone de décantation. Les boues qui se déposent dans cette dernière reviennent par circulation induite dans la zone centrale. L'enrichissement en boue qui en résulte permet une floculation rapide et la formation d'un précipité dense. Éventuellement, un agitateur de fond assure un mélange rapide de l'eau brute avec la boue et les réactifs. Il évite en outre l'accumulation des dépôts lourds susceptibles de boucher l'appareil. Une ou plusieurs fosses à boues permettent d'extraire les boues en excès, sous une forme aussi concentrée que possible [12].

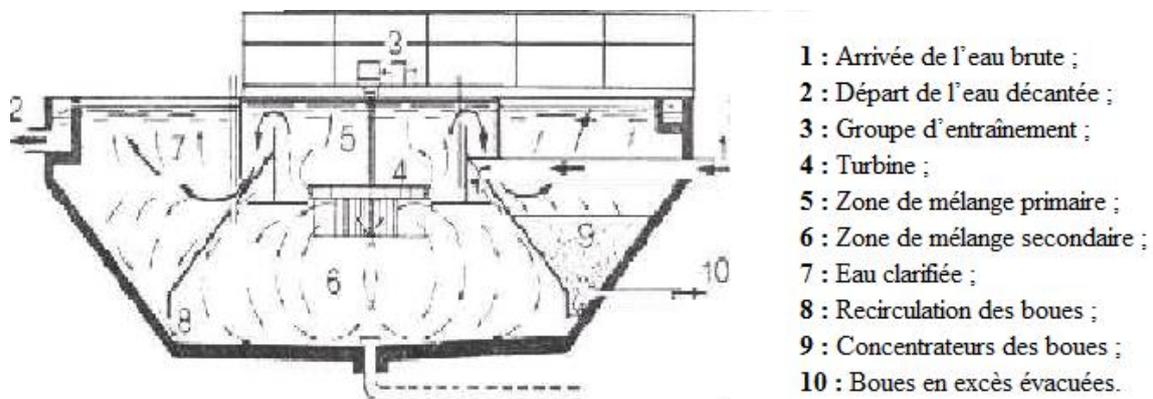


Figure (VII.3) : Schéma de principe de fonctionnement d'un décanteur à circulation.

#### VII.2.3.4. A lits de boues pulsées :

Dans ces ouvrages, on fait appel uniquement à un brassage hydraulique, l'eau étant envoyée dans le fond du décanteur par à-coups ou pulsations (d'où le nom de l'appareil). L'admission de l'eau brute additionnée du flocculant se fait dans une cloche centrale qui se vide automatiquement à intervalles réguliers et réglables. Le lit de boue est donc soumis à des mouvements alternatifs, vers le bas pendant la chasse et vers le haut pendant le remplissage, ce qui favorise sa cohésion [12].

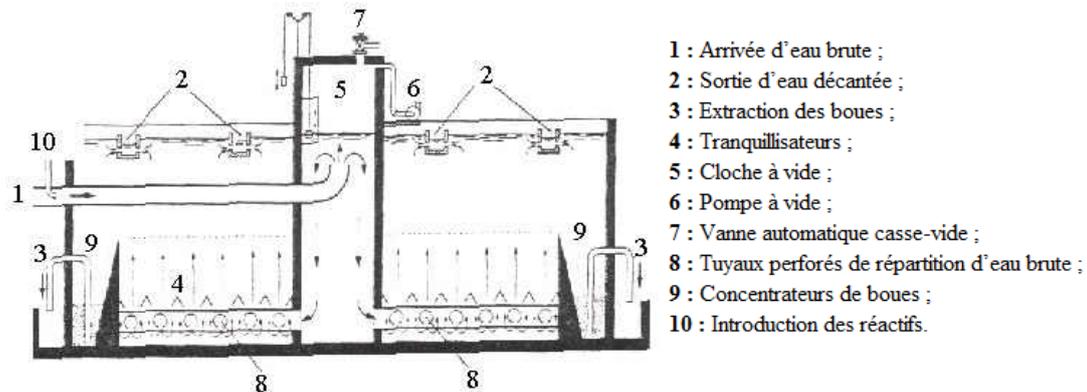


Figure (VII.4) : Schéma de principe de fonctionnement d'un décanteur à lits de boues pulsées.

#### VII.2.3.5. Lamellaires classiques :

L'amélioration des décanteurs horizontaux passe par une évacuation du dépôt de boues plus rapide. Pour cela il suffit que la surface sur laquelle le floc se dépose soit inclinée pour que ce dernier puisse glisser vers le bas au fur et à mesure. D'où la réalisation de modules lamellaires insérés dans un décanteur, dont la surface  $S$  ( $L \times l$ ) de chaque lamelle devient une surface de décantation, l'angle d'inclinaison étant un des éléments importants de ce système [12].

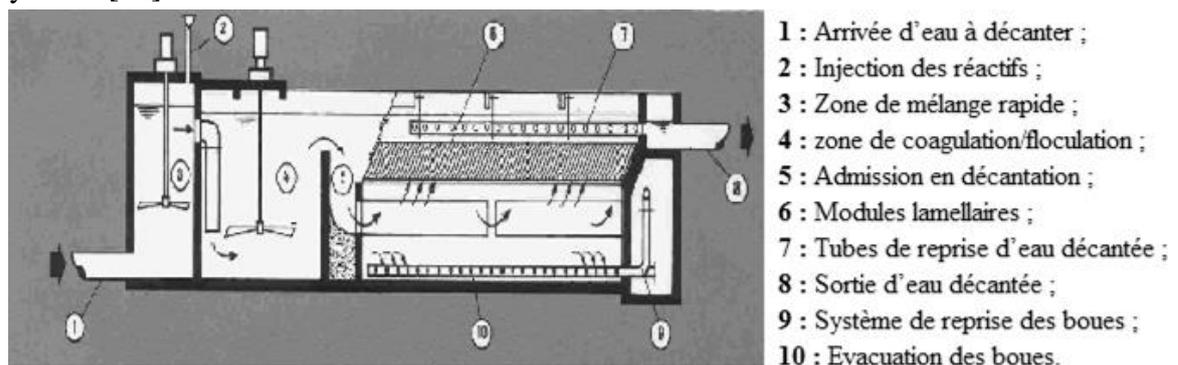


Figure (VII.5) : Schéma de principe d'un décanteur lamellaire classique.

#### VII.2.3.6. Lamellaires à lits de boues pulsées :

L'eau flocculée, équirépartie par le réseau de distribution, pénètre ensuite dans le réseau de plaques parallèles inclinées sur l'horizontale et perpendiculaires au concentrateur. La face inférieure de chaque plaque est équipée de déflecteurs qui servent à la fois de supports et d'organes créateurs de mouvements tourbillonnaires [12].

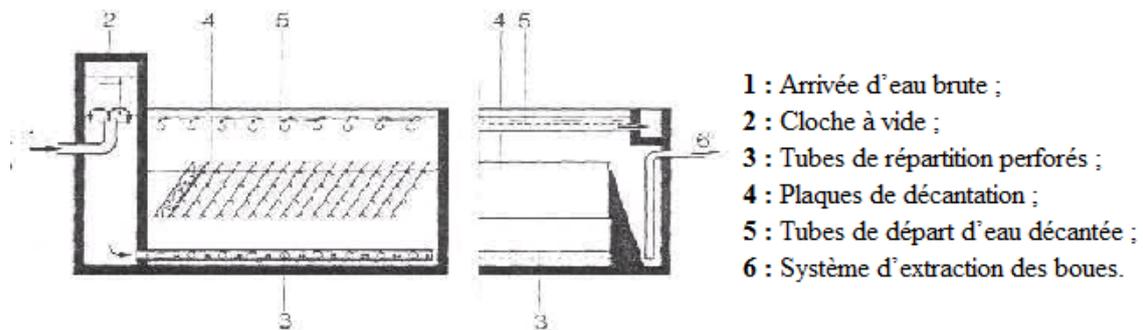


Figure (VII.6) : Schéma de principe d'un décanteur lamellaire à lit de boues pulsées.

### VII.2.3.7. Lamellaires à contact de boues :

Il permet, dans un ensemble compact la séparation par coagulation/floculation - décantation, de l'essentiel des matières en suspension présentes dans les eaux de surface et il comprend la réunion de trois modules : le réacteur, le prédécanteur-épaisseur et le décanteur lamellaire [12].

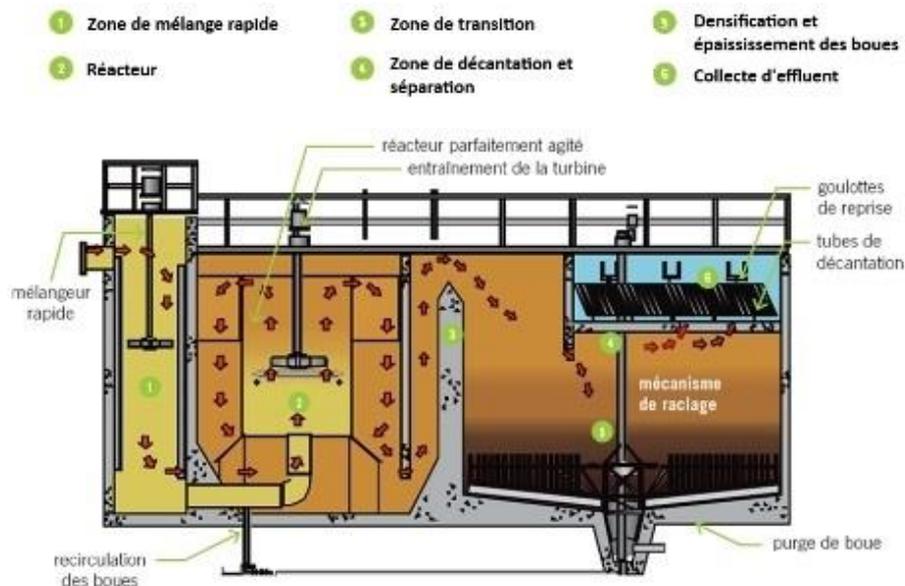


Figure (VII.7) : Schéma de principe d'un décanteur lamellaire à contact de boues.

### VII.2.3.8. A floccs lestés :

L'eau brute reçoit le coagulant ainsi qu'un adjuvant de floculation (réparti entre l'eau brute et le retour du microsable régénéré). Suivant la qualité de l'eau à traiter, il est aménagé une capacité d'agitation rapide qui permet également l'amorçage d'une microfloculation. De là, l'eau additionnée de réactifs rejoint le centre de l'appareil dans la zone de réaction abritée par une jupe conique. Le microsable est injecté à ce niveau ; il est réparti dans tout le volume où il suit le mouvement descendant de l'eau tout en s'agglomérant aux matières en suspension [12].

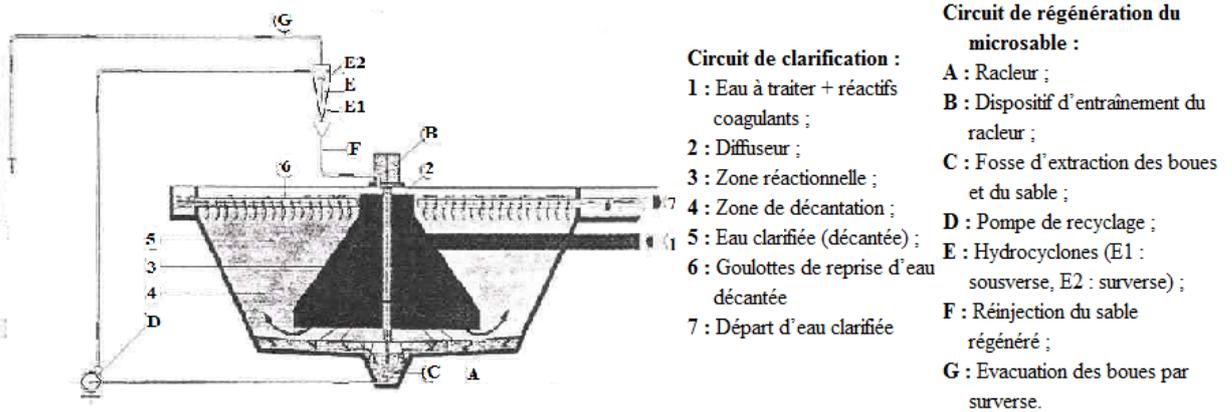


Figure (VII.8) : Schéma de principe d'un décanteur à floccs lestés.

### VII.2.4. Choix du type du bassin de décantation

Dans un souci de simplicité technique, nous avons choisi un décanteur longitudinal à flux horizontaux qui demande peu de maintenance et une main d'œuvre peu qualifiée.

### VII.3. Dimensionnement des bassins de décantation

La particule, dans le décanteur, est animée par un mouvement uniforme dont le vecteur a pour composante horizontale ( $V_H$ ) qui est la vitesse de l'eau dans le bassin, et pour composante verticale ( $V_C$ ) qui est la vitesse de chute.

Le dimensionnement d'un bassin de décantation repose sur la détermination de sa longueur (L), sa largeur (l) et sa hauteur (H) (Figure (VII.9)), de telle sorte que la condition de la décantation soit vérifiée qui rapporte que le temps de chute soit inférieur au temps de séjour ( $T_C < T_{Sej}$ ).

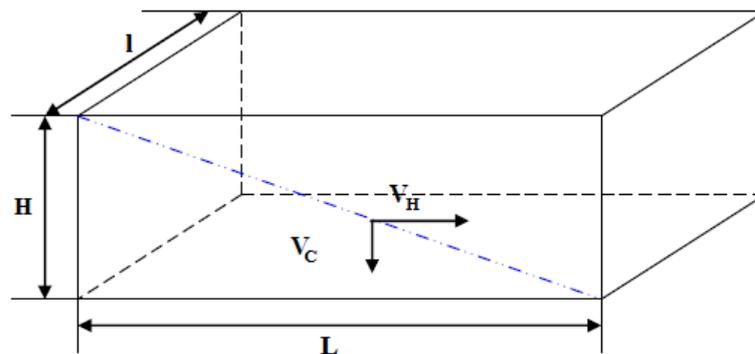


Figure (VII.9) : Géométrie d'un bassin de décantation.

D'où, on obtient les relations (VII.1) et (VII.2) suivantes :

$$V_C = H / T_C \Rightarrow T_C = H / V_C \tag{VII.1}$$

$$V_H = L / T_{Sej} \Rightarrow T_{Sej} = L / V_H \tag{VII.2}$$

On obtient donc :

$$(H / V_C) < (L / V_H) \tag{VII.3}$$

Avec :

- $V_C$  : Vitesse de chute (m/s);
- $V_H$  : Vitesse de déplacement de l'eau dans le bassin (m/s) ;
- $T_C$  : Temps de chute (min) ;
- $T_{sej}$  : Temps de séjour (min) ;
- $L$  : Longueur du bassin (m) ;
- $H$  : Hauteur du bassin (m).

Le temps de chute ( $T_C$ ) varie essentiellement de la taille des particules, le tableau (VII.1) ci-après regroupe divers temps de chute par mètre en fonction de la densité et de la taille des particules.

**Tableau (VII.1) : Temps de chute des particules en fonction du diamètre et de la densité.**

Nature de la particule	Diamètre (mm)	Temps de chute		
		Densité=2,65	Densité=2,00	Densité=1,1
<b>Gravier</b>	10	0,013 s	0,02 s	0,20s
<b>Sable grossier</b>	1	1,266 s	2,09 s	20,90 s
<b>Sable fin</b>	0,1	126,66 s	3,48 min	34,83 min
<b>MES (E.U)</b>	0,01	3,52 h	5,80 h	58,00 h
<b>Bactéries</b>	0,001	14,65 j	24,19 j	241,9 j
<b>Colloïdales</b>	0,0001	4,12 a	6,66 a	66,59 a
	0,00001	412,2 a	665,9 a	6659 a
	0,000001	41222,7 a	66590 a	665905 a

A partir du tableau ci-dessus, on peut tirer la vitesse de chute des matières en suspension contenues dans les eaux usées domestiques, où pour des particules ayant un diamètre de 0,01 mm, leur vitesse de chute sera de l'ordre de 0,02 m/h ( $T_C= 58h$ ).

On a:

$$S_t = H * l \tag{VII.4}$$

Le débit est exprimé par :

$$Q = V_H * S_t \tag{VII.5}$$

Donc :

$$V_H = Q / (H * l) \tag{VII.6}$$

Avec :

- **S<sub>l</sub>** : Section transversale du bassin de décantation, S<sub>l</sub> = L\**l* (m<sup>2</sup>) ;
- **Q** : Débit des eaux usées entrant (m<sup>3</sup>/s).

On remplace la formule (VII.6) dans (VII.3), on aura :

$$\frac{H}{V_C} < \frac{L(H * l)}{Q} \tag{VII.7}$$

D'où :

$$\frac{1}{V_C} < \frac{L * l}{Q} \tag{VII.8}$$

On remplace L\**l* par S<sub>l</sub>, on aura :

$$\frac{1}{V_C} < \frac{S_l}{Q} \Rightarrow S_l > Q/V_C \tag{VII.9}$$

La longueur d'un bassin de décantation est généralement comprise entre 1 et 6 fois sa largeur, et sa hauteur est comprise entre 1,5 et 3 mètres, pour notre cas on prendra la moyenne des deux, on aura donc : L = 3\**l* et H = 2m.

Par la suite, la section longitudinale sera :

$$S_l = 3 * l^2 \tag{VII.10}$$

En remplaçant la formule (VII.10) dans l'équation (VII.9), on obtiendra :

$$l > \sqrt{\frac{Q}{3V_C}} \tag{VII.11}$$

Les résultats du dimensionnement des deux bassins de décantation sont illustrés dans le tableau (VII.2) suivant :

**Tableau (VII.2) : Dimensionnement des bassins de décantation.**

Bassin de décantation	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>C</sub> (m/s)	l (m)	L (m)	H (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	V <sub>H</sub> (m/s)	T <sub>C</sub> (h)	T <sub>sej</sub> (h)
<b>BDC N° 01</b>	0,00847	5,56E-06	23	69	2	3174	0,00018	100	104,14280
<b>BDC N° 02</b>	0,01087	5,56E-06	26	78	2	4056	0,00021	100	103,67561

#### **VII.4. Conclusion**

Au terme de ce chapitre, et après avoir cité quelques généralités sur les bassins de décantation afin de mieux les assimiler, nous avons pu dimensionner nos deux (02) bassins situés à deux (02) exutoires distincts de notre POS, afin de diminuer le rejet direct vers le milieu naturel et d'alléger la pression sur chacun des bassins.

Les résultats obtenus montrent que nos bassins respectent la condition de la décantation qui rapporte que le temps de chute soit inférieur au temps de séjour ( $T_C < T_{Sej}$ ) ce qui veut dire qu'ils seront légitimes à l'extraction des boues.

# ***CONCLUSION GENERALE***

## **Conclusion générale**

L'objectif de cette étude est de concevoir et de dimensionner un réseau de distribution d'eau potable et d'un réseau d'assainissement séparatif d'eau usées du POS UF04 de Tassoust, situé dans la commune d'Amir Abdelkader, Wilaya de Jijel.

A propos du réseau de distribution d'eau potable, le dimensionnement de l'ouvrage de stockage a été réalisé selon les besoins en eau estimés afin d'assurer un débit suffisant aux abonnés. De ce fait, nous avons projeté un réservoir circulaire d'une capacité standard de 600 m<sup>3</sup> situé à Djemaa el Rekba. Celui-ci alimente l'ensemble du réseau de type mixte qui, quant à lui, a été dimensionné à l'aide du logiciel informatique EPANET.

Les conduites choisies pour la réalisation de ce présent projet sont en PEHD vu leurs différents avantages avec des diamètres qui varient entre 20 et 250 mm. Après la simulation du logiciel EPANET, nous avons pu enregistrées des valeurs de fonctionnement acceptables respectant les conditions de vitesse et de pression.

Dans la seconde partie, qui concerne le réseau d'assainissement des eaux usées, le choix a été porté sur un réseau séparatif. Nous avons utilisé des canalisations en béton avec un diamètre uniforme de 200 mm d'un linéaire total de 3322,447 m tout en respectant l'évacuation gravitaire des eaux rejetées. Ensuite, nous avons établi le calcul des vitesses d'écoulement afin de vérifier les conditions d'auto-curage. Nous avons constaté que les deux premières ont été éprouvées alors que pour la dernière condition c'était le contraire. Pour cela, nous étions contraints de projeter 33 réservoirs de chasses répartis sur 17 sous-bassins de collecte d'une capacité de 350 litres chacun.

Pour finaliser notre travail, le drainage des eaux usées nous a semblé important pour parfaire notre étude et ne pas porter préjudice au milieu naturel, donc on a été emmené à installer deux bassins de décantation pour établir un traitement primaire aux eaux rejetées par le POS avant le renvoi vers l'Oued Djendjen.

A la lumière de ce travail, nous souhaitons que ce modeste mémoire puisse avoir répondu aux objectifs fixés au départ, et nous espérons également qu'il servira de support pour une nouvelle étude des promotions à venir.

# ***BIBLIOGRAPHIE***

## **Bibliographie**

- [1] Données (situation topographique, situation climatique, situation hydraulique....) du bureau d'étude Urba-Sétif.
- [2] **Site internet** : <https://www.google.com/intl/fr/earth/>
- [3] **BOUGASSA, A.** « Le foncier urbain dans la petite région de TAHER ; disponibilité, mobilisation et contentieux », Mémoire de fin d'études, Magister, Université Mentouri de Constantine, Algérie, 258 pages, avril 2009.
- [4] **IKENOUNE, A. et AKIL, M.** « Etude d'alimentation en eau potable de la ville nouvelle de SIDI ABDELLAH wilaya d'Alger », Mémoire de fin d'études, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 87 pages, juin 2015.
- [5] **DUPONT, A.** « Hydraulique urbaine. Tome II ». Edition Eyrolles, 1979.
- [6] **BONNIN, J.** « Aide mémoire d'hydraulique urbaine ». Edition Eyrolles, Paris, 1982.
- [7] **DUPONT, A.** « Hydraulique urbaine. Tome II : Ouvrages de transport élévation et distribution des eaux ». Edition Eyrolles, 429 pages, Paris ,1979.
- [8] **HAMDAOUI, H. et MEZOUGUI, K.** « Raccordement de l'alimentation de la commune de Sedouk à partir du transfert Akbou- Bejaia à partir du barrage TICH-HAF wilaya de Bejaia », Mémoire de fin d'études, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 2010.
- [9] **Benhaddad, D. et Boukhezzar, T.** « Etude et dimensionnement des réseaux de distribution en eau potable et d'assainissement des eaux usées du P.O.S. N°1 de la commune de Tamokra, Wilaya de Bejaia », Projet de Fin d'études, Ingéniorat, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 110 pages, Juillet 2011.
- [10] **KERLOC'H, B. et MAELSTAF, D.** « Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations ». Edition C.E.T.E. NORD – PICARDIE, 67 pages, 2014.
- [11] **ZEBIRI, M. et SAADANE, A.** « Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement de Draa Erich et la simulation à l'aide du logiciel Sewer-Cad ». Mémoire de fin d'études, Université Badji Mokhtar d'Annaba, Algérie, 79 pages, Juin 2019.
- [12] **Site internet** : <http://pravarini.free.fr/Decantation.htm>

# ***ANNEXES***

## Annexes

Annexe 01 : Tableau du régime de distribution du débit journalier.

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation (Kmax.h)											
	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
0 - 1	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
1 - 2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
2 - 3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,85	1,00	1,20
3 - 4	3,40	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
4 - 5	3,40	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
5 - 6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
6 - 7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
7 - 8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,20
8 - 9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
9 - 10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
10 - 11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
11 - 12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
12 - 13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
13 - 14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
14 - 15	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
15 - 16	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
16 - 17	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,40
17 - 18	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
18 - 19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
19 - 20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
20 - 21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
21 - 22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
22 - 23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
23 - 24	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60

## Annexe 02 : Détermination des débits.

N° Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Qs	Qr	0,5 Qr	Qn
11	11-10	38,01	75	0,015	0,578	0,289	2,856
	11-12	83,46	63	0,015	1,268	0,634	
	11-13	254,3	110	0,015	3,865	1,932	
12	12-11	83,46	63	0,015	1,268	0,634	0,634
13	13-11	254,3	110	0,015	3,865	1,932	2,676
	13-14	97,87	110	0,015	1,487	0,744	
14	14-15	63,33	125	0,015	0,963	0,481	1,608
	14-13	97,87	110	0,015	1,487	0,744	
	14-17	50,45	63	0,015	0,767	0,383	
15	15-14	63,33	125	0,015	0,963	0,481	1,315
	15-16	109,7	125	0,015	1,667	0,834	
16	16-4	44,86	160	0,015	0,682	0,341	1,175
	16-15	109,7	125	0,015	1,667	0,834	
17	17-14	50,45	63	0,015	0,767	0,383	0,649
	17-18	35,01	63	0,015	0,532	0,266	
18	18-17	35,01	63	0,015	0,532	0,266	1,209
	18-19	70,75	63	0,015	1,075	0,538	
	18-20	53,37	63	0,015	0,811	0,406	
19	19-18	70,75	63	0,015	1,075	0,538	0,538
20	20-18	53,37	63	0,015	0,811	0,406	1,617
	20-21	64,45	110	0,015	0,980	0,490	
	20-35	95,01	110	0,015	1,444	0,722	
21	21-20	64,45	110	0,015	0,980	0,490	0,863
	21-22	49,07	125	0,015	0,746	0,373	
22	22-21	49,07	125	0,015	0,746	0,373	1,013
	22-23	59,44	160	0,015	0,903	0,452	
	22-30	24,77	63	0,015	0,376	0,188	
23	23-24	17,69	160	0,015	0,269	0,134	1,102
	23-27	67,94	160	0,015	1,033	0,516	
	23-22	59,44	160	0,015	0,903	0,452	
24	24-23	17,69	160	0,015	0,269	0,134	0,679
	24-25	71,71	250	0,015	1,090	0,545	
25	25-24	71,71	250	0,015	1,090	0,545	1,460
	25-26	72,33	63	0,015	1,099	0,550	
	25-1	48,15	250	0,015	0,732	0,366	
26	26-25	72,33	63	0,015	1,099	0,550	0,55
27	27-23	67,94	160	0,015	1,033	0,516	2,310
	27-28	236,1	160	0,015	3,588	1,794	
28	28-27	236,1	160	0,015	3,588	1,794	2,374
	28-29	76,29	90	0,015	1,159	0,580	

*Annexe 02 : Détermination des débits (suite et fin).*

N° Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Qs	Qr	0,5 Qr	Qn
<b>29</b>	29-28	76,29	90	0,015	1,159	0,580	2,256
	29-31	49,17	90	0,015	0,747	0,374	
	29-30	171,4	63	0,015	2,605	1,302	
<b>30</b>	30-22	24,77	63	0,015	0,376	0,188	1,491
	30-29	171,4	63	0,015	2,605	1,302	
<b>31</b>	31-29	49,17	90	0,015	0,747	0,374	3,114
	31-32	157,7	63	0,015	2,397	1,198	
	31-33	202,9	75	0,015	3,084	1,542	
<b>32</b>	32-31	157,7	63	0,015	2,397	1,198	1,198
<b>33</b>	33-31	202,9	75	0,015	3,084	1,542	2,039
	33-34	65,4	63	0,015	0,994	0,497	
<b>34</b>	34-33	65,4	63	0,015	0,994	0,497	0,922
	34-35	55,88	110	0,015	0,849	0,425	
<b>35</b>	35-34	55,88	110	0,015	0,849	0,425	1,147
	35-20	95,01	110	0,015	1,444	0,722	

*Annexe 03 : Diamètres normalisés de CHI ALI.*

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>L'épaisseur (mm)</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>
20	2,3	34,64
25	3	56,2
32	3,6	88,2
40	4,5	136,47
50	5	211,4
63	5,8	337,16
75	6,8	473,63
90	8,2	571,69
110	10	844,3
125	11,4	1093,08
160	14,6	1786,51
200	18,2	2805,48
250	22,7	4340,56
315	28,6	6881,37
400	36,3	11116,05
500	45,4	17335,76
630	57,2	26341,1
710	64,5	non contacter
800	72,6	non contacter

## Annexe 04 : Calcul des pentes.

N° tronçon	Ram-Rav	Distance (m)	Côtes tampon (m)		Côtes des fouilles (m)		Pente (%)
			Amont	Aval	Amont	Aval	
1	R1-R2	16,60	25,06	23,80	23,66	22,40	7,590
2	R2-R3	9,61	23,80	23,00	22,4	21,60	8,325
3	R3-R4	25,00	23,00	21,20	21,6	19,80	7,200
4	R4-R5	16,03	21,20	19,98	19,8	18,58	7,611
5	R6-R7	30,00	25,56	21,00	22,56	19,60	9,867
6	R7-R5	12,35	21,00	19,98	19,6	18,58	8,259
7	R5-R8	20,00	19,98	19,16	18,58	17,76	4,100
8	R8-R9	30,46	19,16	18,22	17,76	16,82	3,086
9	R10-R11	30,00	24,24	21,24	22,79	19,84	9,833
10	R11-R12	30,00	21,24	19,81	19,84	18,41	4,767
11	R12-R13	30,00	19,81	18,86	18,41	17,46	3,167
12	R13-R9	15,41	18,86	18,22	17,46	16,82	4,153
13	R9-R14	26,28	18,22	17,84	16,82	16,44	1,446
14	R14-R15	10,09	17,84	17,74	16,44	16,34	0,991
15	R15-R16	6,29	17,74	17,69	16,34	16,29	0,795
16	R16-R17	7,64	17,69	17,59	16,29	16,19	1,309
17	R17-R18	9,48	17,59	17,49	16,19	16,09	1,055
18	R19-R20	30,00	18,66	18,09	17,26	16,69	1,900
19	R20-R18	28,43	18,09	17,49	16,69	16,09	2,110
20	R18-R21	25,00	17,49	17,24	16,09	15,84	1,000
21	R21-R22	25,00	17,24	16,79	15,84	15,39	1,800
22	R22-R23	15,40	16,79	16,23	15,39	14,83	3,636
23	R24-R25	30,00	17,51	17,17	16,11	15,77	1,133
24	R25-R26	30,00	17,17	16,83	15,77	15,43	1,133
25	R26-R27	30,00	16,83	16,49	15,43	15,09	1,133
26	R27-R23	11,61	16,49	16,23	15,09	14,83	2,239
27	R23-R28	20,00	16,23	15,56	14,83	14,16	3,350
28	R28-R29	15,00	15,56	15,28	14,16	13,88	1,867
29	R29-R30	10,99	15,28	15,22	13,88	13,80	0,728
30	R30-R31	25,95	15,22	15,00	13,8	13,60	0,771
31	R32-R33	30,00	25,98	25,83	24,58	24,38	0,667
32	R33-R34	30,00	25,83	25,68	24,38	24,18	0,667
33	R34-R35	12,12	25,68	25,63	24,18	24,09	0,743
34	R36-R37	19,29	28,14	26,37	26,74	24,97	9,176
35	R37-R35	7,83	26,37	25,63	24,97	24,23	9,451
36	R35-R38	7,64	25,63	24,87	24,09	23,47	8,115
37	R38-R39	8,02	24,87	23,87	23,25	22,47	9,726
38	R39-R40	7,00	23,87	22,37	21,65	20,97	9,714

## Annexe 04 : Calcul des pentes (suite).

N° tronçon	Ram-Rav	Distance (m)	Côtes tampon (m)		Côtes des fouilles (m)		Pente (%)
			Amont	Aval	Amont	Aval	
39	R40-R41	25,00	22.37	20.80	20,97	19,40	6,280
40	R41-R42	11,72	20.80	19.37	19,13	17,97	9,898
41	R42-R43	30,00	19.37	17.42	17,97	16,02	6,500
42	R43-R44	9,10	17.42	17.28	16,02	15,88	1,538
43	R45-R46	30,00	17.80	17.59	16,4	16,19	0,700
44	R46-R47	30,00	17.59	17.38	16,19	15,98	0,700
45	R47-R44	11,87	17.38	17.28	15,98	15,88	0,842
46	R44-R48	30,00	17.28	17.07	15,88	15,67	0,700
47	R48-R49	30,00	17.07	16.86	15,67	15,46	0,700
48	R49-R50	20,84	16.86	16.72	15,46	15,32	0,672
49	R51-R52	30,00	24.86	21.32	22,89	19,92	9,900
50	R52-R53	30,00	21.32	20.22	19,92	18,82	3,667
51	R53-R54	30,00	20.22	19.17	18,82	17,77	3,500
52	R54-R55	30,00	19.17	18.12	17,77	16,72	3,500
53	R55-R56	30,00	18.12	17.07	16,72	15,67	3,500
54	R56-R50	12,85	17.07	16.72	15,67	15,32	2,724
55	R50-R57	25,00	16.72	16.55	15,32	15,15	0,680
56	R57-R58	32,04	16.55	16.32	15,15	14,92	0,718
57	R59-R60	30,00	20.18	19.38	18,78	17,98	2,667
58	R60-R61	30,00	19.38	18.58	17,98	17,18	2,667
59	R61-R62	30,00	18.58	17.78	17,18	16,38	2,667
60	R62-R63	30,00	17.78	16.99	16,38	15,59	2,633
61	R63-R58	27,52	16.99	16.32	15,59	14,92	2,435
62	R58-R64	25,00	16.32	16.16	14,92	14,76	0,640
63	R64-R65	30,00	16.16	16.95	14,76	14,56	0,667
64	R65-R66	30,00	16.95	16.75	14,56	14,36	0,667
65	R66-R67	30,00	16.75	16.54	14,36	14,16	0,667
66	R67-R68	32,47	16.54	15.32	14,16	13,92	0,739
67	R68-R30	14,25	15.32	15.22	13,92	13,82	0,702
68	R69-R70	20,00	26.90	26.22	25,5	24,82	3,400
69	R70-R71	20,00	26.22	25.14	24,82	23,74	5,400
70	R71-R72	30,00	25.14	23.52	23,74	22,12	5,400
71	R72-R76	16,05	23.52	22.92	22,12	21,52	3,738
72	R73-R74	25,00	25.16	25.03	23,76	23,61	0,600
73	R74-R75	20,00	25.03	24.76	23,61	23,36	1,250
74	R75-R76	24,56	24.76	22.92	23,36	21,52	7,492
75	R77-R78	20,00	23.84	22.30	22,44	20,90	7,700
76	R78-R79	20,00	22.30	20.78	20,9	19,38	7,600

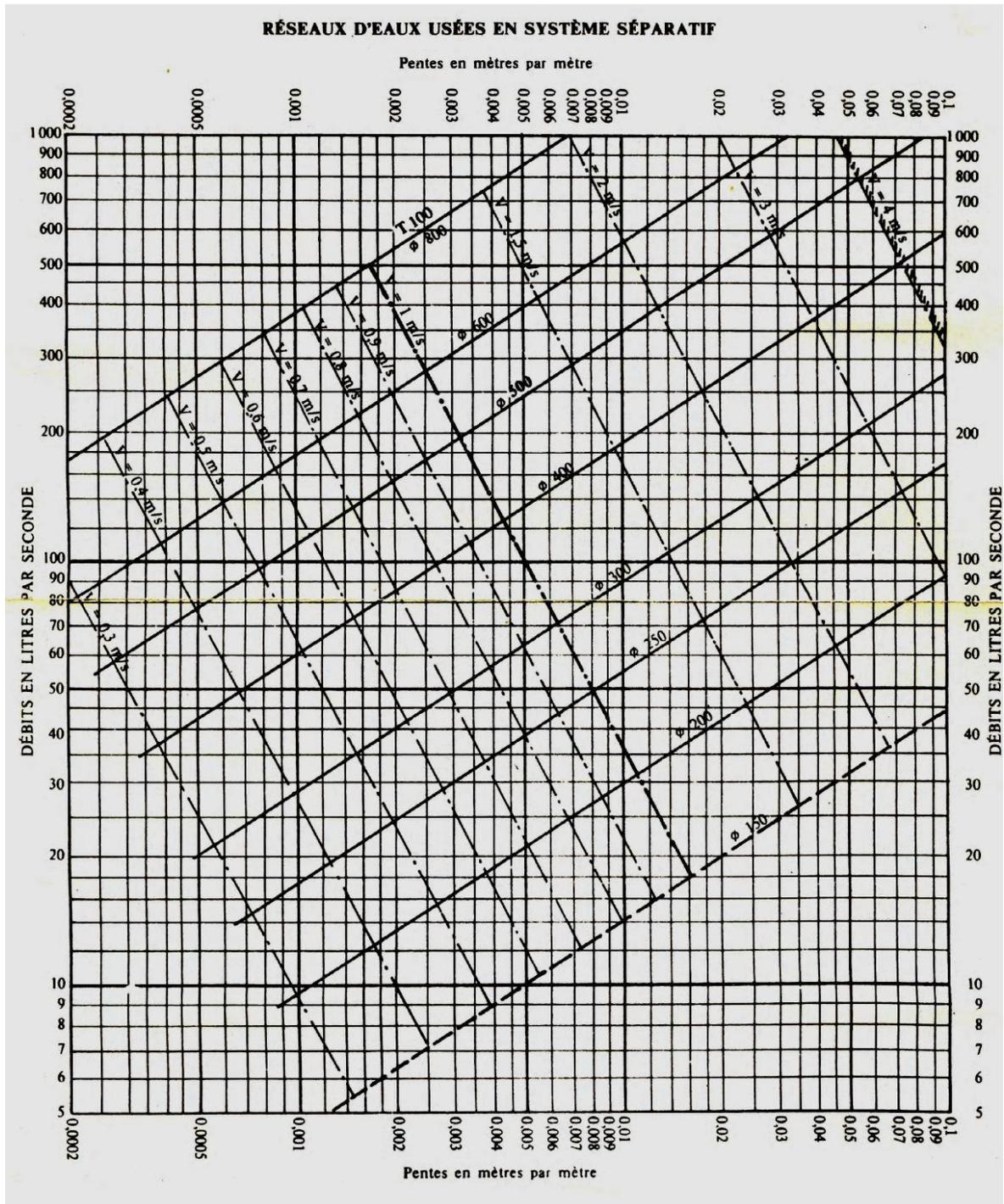
## Annexe 04 : Calcul des pentes (suite).

N° tronçon	Ram-Rav	Distance (m)	Côtes tampon (m)		Côtes des fouilles (m)		Pente (%)
			Amont	Aval	Amont	Aval	
77	R79-R80	16,21	20.78	20.43	19,38	19,03	2,159
78	R80-R98	79,36	20,43	20,04	18,98	18,28	0,882
79	R81-R82	25,00	22.50	21.50	21,1	20,10	4,000
80	R82-R83	25,00	21.50	20.50	20,1	19,10	4,000
81	R83-R80	18,50	20.50	20.43	19,1	18,98	0,649
82	R80-R84	8,30	20.43	20.46	18,98	18,93	0,602
83	R76-R81	6,44	22.92	22,5	21,52	21,10	6,520
84	R85-R86	25,00	21.75	21.53	20,35	20,13	0,880
85	R86-R87	30,00	21.53	21.26	20,13	19,86	0,900
86	R87-R88	25,00	21.26	21.04	19,86	19,64	0,880
87	R88-R89	20,00	21.04	20.89	19,64	19,49	0,750
88	R89-R90	25,00	20.89	20.76	19,49	19,34	0,600
89	R90-R91	30,00	20.76	20.61	19,34	19,14	0,667
90	R91-R92	26,00	20.61	20.48	19,14	18,97	0,654
91	R93-R94	30,00	20.69	20.55	19,29	19,10	0,633
92	R94-R92	18,19	20.55	20.48	19,1	18,96	0,770
93	R92-R95	30,00	20.48	20.33	18,96	18,76	0,667
94	R95-R96	30,00	20.33	20.20	18,76	18,56	0,667
95	R96-R97	30,00	20.20	20.06	18,56	18,36	0,667
96	R97-R98	9,90	20.06	20.04	18,36	18,28	0,808
97	R98-R99	21,26	20.04	19.90	18,28	18,14	0,659
98	R99-R102	50,37	19,9	19,52	18,14	18,12	0,040
99	R100-R101	16,38	19.60	19.30	18,2	17,90	1,832
100	R102-R101	28,63	19.52	19.30	18,12	17,90	0,768
101	R101-R103	30,00	19.30	19.15	17,9	17,70	0,667
102	R103-R104	24,49	19.15	18.89	17,7	17,49	0,857
103	R104-R105	14,64	18.89	18.75	17,49	17,35	0,956
104	R106-R107	30,00	23.10	21.74	21,7	20,34	4,533
105	R107-R108	30,00	21.74	19.86	20,34	18,46	6,267
106	R108-R109	30,00	19.86	19.68	18,46	18,26	0,667
107	R109-R110	25,00	19.68	19.56	18,26	18,09	0,680
108	R110-R111	8,09	19.56	19.51	18,09	18,03	0,742
109	R112-R113	30,00	19.83	19.68	18,43	18,23	0,667
110	R113-R114	25,00	19.68	19.55	18,23	18,07	0,640
111	R114-R111	8,26	19.55	19.51	18,07	18,02	0,605
112	R117-R116	30,00	20.11	19.48	18,71	18,08	2,100
113	R116-R115	30,00	19.48	19.43	18,08	17,88	0,667
114	R115-R111	16,16	19.43	19.51	17,88	17,78	0,619

## Annexe 04 : Calcul des pentes (suite et fin).

N° tronçon	Ram-Rav	Distance (m)	Côtes tampon (m)		Côtes des fouilles (m)		Pente (%)
			Amont	Aval	Amont	Aval	
115	R111-R118	30,00	19.51	19.38	17,78	17,58	0,667
116	R118-R119	30,00	19.38	19.23	17,58	17,38	0,667
117	R119-R120	30,00	19.23	19.08	17,38	17,18	0,667
118	R120-R121	30,00	19.08	18.93	17,18	16,98	0,667
119	R121-R104	6,47	18.93	18.89	16,98	16,93	0,773
120	R122-R123	30,00	24.43	24.13	23,03	22,73	1,000
121	R123-R124	30,00	24.13	23.83	22,73	22,43	1,000
122	R124-R125	30,00	23.83	23.53	22,43	22,13	1,000
123	R125-R126	30,00	23.53	23.23	22,13	21,83	1,000
124	R126-R127	8,00	23.23	23.13	21,83	21,73	1,250
125	R127-R128	8,00	23.13	23.03	21,73	21,63	1,250
126	R128-R129	8,00	23.03	22.78	21,63	21,38	3,125
127	R129-R130	30,00	22.78	21.68	21,38	20,28	3,667
128	R130-R131	30,00	21.68	20.59	20,28	19,19	3,633
129	R131-R132	28,52	20.59	19.49	19,19	18,09	3,857
130	R133-R132	33,29	20.19	19.49	18,79	18,09	2,103
131	R132-R134	25,00	19.49	18.98	18,09	17,58	2,040
132	R134-R135	30,00	18.98	18.83	17,58	17,38	0,667
133	R135-R136	30,00	18.83	18.69	17,38	17,18	0,667
134	R136-R137	8,24	18.69	18.64	17,18	17,13	0,607
135	R138-R139	30,00	18.98	18.85	17,58	17,38	0,667
136	R139-R140	30,00	18.85	18.71	17,38	17,18	0,667
137	R140-R137	12,80	18.71	18.64	17,18	17,08	0,781
138	R137-R141	25,00	18.64	18.52	17,08	16,92	0,640
139	R141-R142	30,00	18.52	18.37	16,92	16,72	0,667
140	R142-R143	30,00	18.37	18.22	16,72	16,52	0,667
141	R143-R144	24,21	18.22	18.11	16,52	16,37	0,620
142	R144-R145	26,55	18.11	17.29	16,37	15,89	1,808

Annexe 05 :Abaque de BAZIN.



Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°02.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
34	R36	19,293	0,00168	0,03241	0,00000	0,00000	0,00000	0,06482	9,176	200
	R37				0,03241	4,00000	0,12964			
35	R37	7,832	0,00168	0,01316	0,03241	4,00000	0,12964	0,15595	9,451	200
	R35				0,04557	4,00000	0,18227			
36	R35	7,642	0,00168	0,01284	0,07757	4,00000	0,31027	0,33594	8,115	200
	R38				0,09040	4,00000	0,36162			
37	R38	8,024	0,00168	0,01348	0,09040	4,00000	0,36162	0,38857	9,726	200
	R39				0,10388	4,00000	0,41553			
38	R39	7,000	0,00168	0,01176	0,10388	4,00000	0,41553	0,43905	9,714	200
	R40				0,11564	4,00000	0,46257			
39	R40	25,000	0,00168	0,04200	0,11564	4,00000	0,46257	0,54656	6,280	200
	R41				0,15764	4,00000	0,63056			
40	R41	11,718	0,00168	0,01968	0,15764	4,00000	0,63056	0,66993	9,898	200
	R42				0,17732	4,00000	0,70930			
41	R42	30,000	0,00168	0,05040	0,17732	4,00000	0,70930	0,81009	6,500	200
	R43				0,22772	4,00000	0,91088			
42	R43	9,096	0,00168	0,01528	0,22772	4,00000	0,91088	0,94144	1,538	200
	R44				0,24300	4,00000	0,97200			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°03.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
31	R32	30,000	0,00044	0,01331	0,00000	0,00000	0,00000	0,02662	0,667	200
	R33				0,01331	4,00000	0,05325			
32	R33	30,000	0,00044	0,01331	0,01331	4,00000	0,05325	0,07987	0,667	200
	R34				0,02662	4,00000	0,10649			
33	R34	12,117	0,00044	0,00538	0,02662	4,00000	0,10649	0,11725	0,743	200
	R35				0,03200	4,00000	0,12800			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°04.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
49	R51	30,000	0,00159	0,04771	0,00000	0,00000	0,00000	0,09543	9,900	200
	R52				0,04771	4,00000	0,19086			
50	R52	30,000	0,00159	0,04771	0,04771	4,00000	0,19086	0,28628	3,667	200
	R53				0,09543	4,00000	0,38171			
51	R53	30,000	0,00159	0,04771	0,09543	4,00000	0,38171	0,47714	3,500	200
	R54				0,14314	4,00000	0,57257			
52	R54	30,000	0,00159	0,04771	0,14314	4,00000	0,57257	0,66800	3,500	200
	R55				0,19086	4,00000	0,76343			
53	R55	30,000	0,00159	0,04771	0,19086	4,00000	0,76343	0,85885	3,500	200
	R56				0,23857	4,00000	0,95428			
54	R56	12,845	0,00159	0,02043	0,23857	4,00000	0,95428	0,99514	2,724	200
	R50				0,25900	4,00000	1,03600			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°05.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
57	R59	30,000	0,00176	0,05267	0,00000	0,00000	0,00000	0,10534	2,667	200
	R60				0,05267	4,00000	0,21069			
58	R60	30,000	0,00176	0,05267	0,05267	4,00000	0,21069	0,31603	2,667	200
	R61				0,10534	4,00000	0,42137			
59	R61	30,000	0,00176	0,05267	0,10534	4,00000	0,42137	0,52672	2,667	200
	R62				0,15801	4,00000	0,63206			
60	R62	30,000	0,00176	0,05267	0,15801	4,00000	0,63206	0,73740	2,633	200
	R63				0,21069	4,00000	0,84274			
61	R63	27,518	0,00176	0,04831	0,21069	4,00000	0,84274	0,93937	2,435	200
	R58				0,25900	4,00000	1,03600			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°06.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
23	R24	30,000	0,00107	0,03215	0,00000	0,00000	0,00000	0,06430	1,133	200
	R25				0,03215	4,00000	0,12860			
24	R25	30,000	0,00107	0,03215	0,03215	4,00000	0,12860	0,19290	1,133	200
	R26				0,06430	4,00000	0,25721			
25	R26	30,000	0,00107	0,03215	0,06430	4,00000	0,25721	0,32151	1,133	200
	R27				0,09645	4,00000	0,38581			
26	R27	11,613	0,00107	0,01245	0,09645	4,00000	0,38581	0,41070	2,239	200
	R23				0,10890	4,00000	0,43559			
27	R23	20,000	0,00107	0,02143	1,42963	3,59088	5,13362	5,16085	3,350	200
	R28				1,45106	3,57538	5,18809			
28	R28	15,000	0,00107	0,01608	1,45106	3,57538	5,18809	5,20847	1,867	200
	R29				1,46714	3,56398	5,22884			
29	R29	10,991	0,00107	0,01178	1,46714	3,56398	5,22884	5,24374	0,728	200
	R30				1,47892	3,55574	5,25864			
30	R30	25,954	0,00107	0,02781	2,82292	2,98796	8,43476	8,46594	0,771	200
	R31				2,85073	2,98068	8,49712			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°07.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
18	R19	30,000	0,00131	0,03925	0,00000	0,00000	0,00000	0,07849	1,900	200
	R20				0,03925	4,00000	0,15699			
19	R20	28,434	0,00131	0,03720	0,03925	4,00000	0,15699	0,23138	2,110	200
	R18				0,07644	4,00000	0,30578			
20	R18	25,000	0,00131	0,03271	1,23517	3,74945	4,63122	4,67402	1,000	200
	R21				1,26788	3,72024	4,71683			
21	R21	25,000	0,00131	0,03271	1,26788	3,72024	4,71683	4,75939	1,800	200
	R22				1,30059	3,69215	4,80196			
22	R22	15,398	0,00131	0,02014	1,30059	3,69215	4,80196	4,82807	3,636	200
	R23				1,32073	3,67537	4,85417			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°08.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
9	R10	30,000	0,00588	0,17653	0,00000	0,00000	0,00000	0,35307	9,833	200
	R11				0,17653	4,00000	0,70614			
10	R11	30,000	0,00588	0,17653	0,17653	4,00000	0,70614	1,05921	4,767	200
	R12				0,35307	4,00000	1,41228			
11	R12	30,000	0,00588	0,17653	0,35307	4,00000	1,41228	1,76535	3,167	200
	R13				0,52960	4,00000	2,11842			
12	R13	15,406	0,00588	0,09066	0,52960	4,00000	2,11842	2,29973	4,153	200
	R9				0,62026	4,00000	2,48104			
13	R9	26,279	0,00588	0,15464	0,80699	4,00000	3,22796	3,53724	1,446	200
	R14				0,96163	4,00000	3,84652			
14	R14	10,089	0,00588	0,05937	0,96163	4,00000	3,84652	3,95206	0,991	200
	R15				1,02100	3,97416	4,05761			
15	R15	6,292	0,00588	0,03703	1,02100	3,97416	4,05761	4,10807	0,795	200
	R16				1,05802	3,93048	4,15854			
16	R16	7,639	0,00588	0,04495	1,05802	3,93048	4,15854	4,21928	1,309	200
	R17				1,10297	3,88044	4,28003			
17	R17	9,475	0,00588	0,05576	1,10297	3,88044	4,28003	4,35461	1,055	200
	R18				1,15873	3,82246	4,42920			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°09.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
3	R3	25,000	0,00097	0,02428	0,05673	4,00000	0,22692	0,27549	7,200	200
	R4				0,08101	4,00000	0,32406			
4	R4	16,030	0,00097	0,01557	0,08101	4,00000	0,32406	0,35520	7,611	200
	R5				0,09658	4,00000	0,38634			
5	R6	30,000	0,00097	0,02914	0,00000	0,00000	0,00000	0,05828	9,867	200
	R7				0,02914	4,00000	0,11656			
6	R7	12,347	0,00097	0,01199	0,02914	4,00000	0,11656	0,14055	8,259	200
	R5				0,04113	4,00000	0,16454			
7	R5	20,000	0,00097	0,01943	0,13772	4,00000	0,55088	0,58973	4,100	200
	R8				0,15715	4,00000	0,62859			
8	R8	30,456	0,00097	0,02958	0,15715	4,00000	0,62859	0,68775	3,086	200
	R9				0,18673	4,00000	0,74692			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°10.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
68	R69	20,000	0,00216	0,04329	0,00000	0,00000	0,00000	0,08658	3,400	200
	R70				0,04329	4,00000	0,17317			
69	R70	20,000	0,00216	0,04329	0,04329	4,00000	0,17317	0,25975	5,400	200
	R71				0,08658	4,00000	0,34633			
70	R71	30,000	0,00216	0,06494	0,08658	4,00000	0,34633	0,47621	5,400	200
	R72				0,15152	4,00000	0,60608			
71	R72	16,052	0,00216	0,03475	0,15152	4,00000	0,60608	0,67557	3,738	200
	R76				0,18627	4,00000	0,74507			
1	R1	16,601	0,00216	0,03593	0,00000	0,00000	0,00000	0,07187	7,590	200
	R2				0,03593	4,00000	0,14374			
2	R2	9,609	0,00216	0,02080	0,03593	4,00000	0,14374	0,18534	8,325	200
	R3				0,05673	4,00000	0,22693			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°11.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
72	R73	25,000	0,00070	0,01761	0,00000	0,00000	0,00000	0,03522	0,600	200
	R74				0,01761	4,00000	0,07045			
73	R74	20,000	0,00070	0,01409	0,01761	4,00000	0,07045	0,09863	1,250	200
	R75				0,03170	4,00000	0,12680			
74	R75	24,556	0,00070	0,01730	0,03170	4,00000	0,12680	0,16140	7,492	200
	R76				0,04900	4,00000	0,19600			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°12.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
84	R85	25,000	0,00028	0,00709	0,00000	0,00000	0,00000	0,01418	0,880	200
	R86				0,00709	4,00000	0,02836			
85	R86	30,000	0,00028	0,00851	0,00709	4,00000	0,02836	0,04538	0,900	200
	R87				0,01560	4,00000	0,06239			
86	R87	25,000	0,00028	0,00709	0,01560	4,00000	0,06239	0,07657	0,880	200
	R88				0,02269	4,00000	0,09075			
87	R88	20,000	0,00028	0,00567	0,02269	4,00000	0,09075	0,10210	0,750	200
	R89				0,02836	4,00000	0,11344			
88	R89	25,000	0,00028	0,00709	0,02836	4,00000	0,11344	0,12762	0,600	200
	R90				0,03545	4,00000	0,14180			
89	R90	30,000	0,00028	0,00851	0,03545	4,00000	0,14180	0,15882	0,667	200
	R91				0,04396	4,00000	0,17584			
90	R91	26,004	0,00028	0,00737	0,04396	4,00000	0,17584	0,19058	0,654	200
	R92				0,05133	4,00000	0,20533			
91	R93	30,000	0,00028	0,00851	0,00000	0,00000	0,00000	0,01702	0,633	200
	R94				0,00851	4,00000	0,03403			
92	R94	18,188	0,00028	0,00516	0,00851	4,00000	0,03403	0,04435	0,770	200
	R92				0,01367	4,00000	0,05467			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°13.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
83	R76	6,442	0,00217	0,01395	0,67627	4,00000	2,70508	1,38044	6,520	200
	R81				0,01395	4,00000	0,05580			
79	R81	25,000	0,00217	0,05414	0,01395	4,00000	0,05580	0,16408	4,000	200
	R82				0,06809	4,00000	0,27235			
80	R82	25,000	0,00217	0,05414	0,06809	4,00000	0,27235	0,38062	4,000	200
	R83				0,12222	4,00000	0,48890			
81	R83	18,497	0,00217	0,04006	0,00000	0,00000	0,00000	0,08011	0,649	200
	R80				0,04006	4,00000	0,16022			
75	R77	20,000	0,00217	0,04331	0,16228	4,00000	0,64912	0,73574	7,700	200
	R78				0,20559	4,00000	0,82236			
76	R78	20,000	0,00217	0,04331	0,20559	4,00000	0,82236	0,90898	7,600	200
	R79				0,24890	4,00000	0,99560			
77	R79	16,209	0,00217	0,03510	0,24890	4,00000	0,99560	1,06580	2,159	200
	R80				0,28400	4,00000	1,13600			

*Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°14.*

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
93	R92	30,000	0,0004	0,0109	0,06500	4,00000	0,26000	0,2818	0,667	200
	R95				0,07588	4,00000	0,30351			
94	R95	30,000	0,0004	0,0109	0,07588	4,00000	0,30351	0,3253	0,667	200
	R96				0,08676	4,00000	0,34702			
95	R96	30,000	0,0004	0,0109	0,08676	4,00000	0,34702	0,3688	0,667	200
	R97				0,09763	4,00000	0,39054			
96	R97	9,904	0,0004	0,0036	0,09763	4,00000	0,39054	0,3977	0,808	200
	R98				0,10123	4,00000	0,40490			
78	R80	79,357	0,0004	0,0288	0,68460	4,00000	2,73840	2,7959	0,882	200
	R98				0,71337	4,00000	2,85350			

## Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°15.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
97	R98	21,264	0,00017	0,00368	0,81460	4,00000	3,25840	3,26576	0,659	200
	R99				0,81828	4,00000	3,27312			
98	R99	50,372	0,00017	0,00872	0,81828	4,00000	3,27312	3,29056	0,040	200
	R102				0,82700	4,00000	3,30800			
100	R102	28,632	0,00017	0,00496	0,82700	4,00000	3,30800	3,31791	0,768	200
	R101				0,83196	4,00000	3,32783			
99	R100	16,376	0,00017	0,00283	0,00000	0,00000	0,00000	0,00567	1,832	200
	R101				0,00283	4,00000	0,01134			
101	R101	30,000	0,00017	0,00519	0,83479	4,00000	3,33917	3,34955	0,667	200
	R103				0,83998	4,00000	3,35994			
102	R103	24,485	0,00017	0,00424	0,83998	4,00000	3,35994	3,36842	0,857	200
	R104				0,84422	4,00000	3,37689			
109	R112	30,000	0,00017	0,00519	0,00000	0,00000	0,00000	0,01039	0,667	200
	R113				0,00519	4,00000	0,02077			
110	R113	25,000	0,00017	0,00433	0,00519	4,00000	0,02077	0,02943	0,640	200
	R114				0,00952	4,00000	0,03808			
111	R114	8,262	0,00017	0,00143	0,00952	4,00000	0,03808	0,04094	0,605	200
	R111				0,01095	4,00000	0,04380			
115	R111	30,000	0,00017	0,00519	0,53151	4,00000	2,12604	2,13643	0,667	200
	R118				0,53670	4,00000	2,14682			
116	R118	30,000	0,00017	0,00519	0,53670	4,00000	2,14682	2,15720	0,667	200
	R119				0,54190	4,00000	2,16759			
117	R119	30,000	0,00017	0,00519	0,54190	4,00000	2,16759	2,17798	0,667	200
	R120				0,54709	4,00000	2,18836			
118	R120	30,000	0,00017	0,00519	0,54709	4,00000	2,18836	2,19875	0,667	200
	R121				0,55228	4,00000	2,20913			
119	R121	6,468	0,00017	0,00112	0,55228	4,00000	2,20913	2,21137	0,773	200
	R104				0,55340	4,00000	2,21361			
103	R104	14,637	0,00017	0,00253	1,39763	3,61468	5,05197	5,05521	0,956	200
	R105				1,40016	3,61276	5,05845			

Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°16.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
104	R106	30,000	0,00261	0,07838	0,00000	0,00000	0,00000	0,15675	4,533	200
	R107				0,07838	4,00000	0,31350			
105	R107	30,000	0,00261	0,07838	0,07838	4,00000	0,31350	0,47026	6,267	200
	R108				0,15675	4,00000	0,62701			
106	R108	30,000	0,00261	0,07838	0,15675	4,00000	0,62701	0,78376	0,667	200
	R109				0,23513	4,00000	0,94051			
107	R109	25,000	0,00261	0,06531	0,23513	4,00000	0,94051	1,07114	0,680	200
	R110				0,30044	4,00000	1,20177			
108	R110	8,092	0,00261	0,02114	0,30044	4,00000	1,20177	1,24405	0,742	200
	R111				0,32158	4,00000	1,28633			
112	R115	30,000	0,00261	0,07838	0,00000	0,00000	0,00000	0,15675	2,100	200
	R116				0,07838	4,00000	0,31350			
113	R116	30,000	0,00261	0,07838	0,07838	4,00000	0,31350	0,47026	0,667	200
	R117				0,15675	4,00000	0,62701			
114	R117	16,164	0,00261	0,04223	0,15675	4,00000	0,62701	0,71147	0,619	200
	R111				0,19898	4,00000	0,79593			
120	R122	30,000	0,00261	0,07838	0,00000	0,00000	0,00000	0,15675	1,000	200
	R123				0,07838	4,00000	0,31350			
121	R123	30,000	0,00261	0,07838	0,07838	4,00000	0,31350	0,47026	1,000	200
	R124				0,15675	4,00000	0,62701			
122	R124	30,000	0,00261	0,07838	0,15675	4,00000	0,62701	0,78376	1,000	200
	R125				0,23513	4,00000	0,94051			
123	R125	30,000	0,00261	0,07838	0,23513	4,00000	0,94051	1,09727	1,000	200
	R126				0,31350	4,00000	1,25402			
124	R126	8,000	0,00261	0,02090	0,31350	4,00000	1,25402	1,29582	1,250	200
	R127				0,33440	4,00000	1,33762			
125	R127	8,000	0,00261	0,02090	0,33440	4,00000	1,33762	1,37942	1,250	200
	R128				0,35531	4,00000	1,42122			
126	R128	8,000	0,00261	0,02090	0,35531	4,00000	1,42122	1,46302	3,125	200
	R129				0,37621	4,00000	1,50482			
127	R129	30,000	0,00261	0,07838	0,37621	4,00000	1,50482	1,66157	3,667	200
	R130				0,45458	4,00000	1,81833			
128	R130	30,000	0,00261	0,07838	0,45458	4,00000	1,81833	1,97508	3,633	200
	R131				0,53296	4,00000	2,13183			
129	R131	28,522	0,00261	0,07451	0,53296	4,00000	2,13183	2,28086	3,857	200
	R132				0,60747	4,00000	2,42989			
130	R133	33,287	0,00261	0,08696	0,00000	0,00000	0,00000	0,17393	2,103	200
	R132				0,08696	4,00000	0,34785			

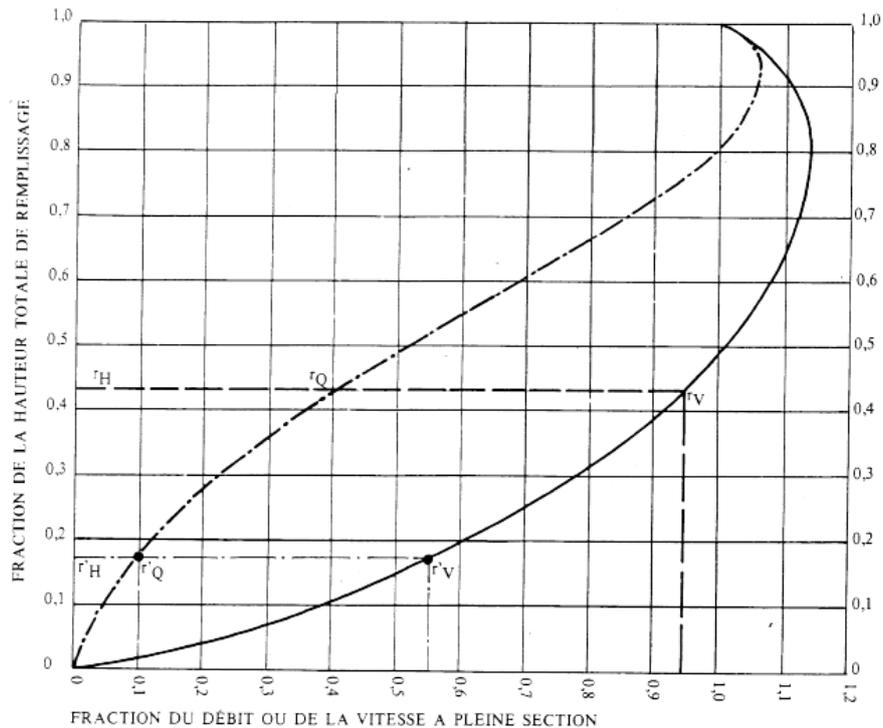
Annexe 06 : Calcul des débits d'eau usée du sous-bassin de collecte N°17.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	Q <sub>mfu</sub> (l/s)	Q <sub>mfr</sub> (l/s)	Q <sub>mfe</sub> (l/s)	C <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	I (%)	Ø (mm)
					Q <sub>mfs</sub> (l/s)	C <sub>ps</sub> (l/s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)			
131	R132	25,000	0,00349	0,08723	0,69443	4,00000	2,77772	2,95217	2,040	200
	R134				0,78166	4,00000	3,12663			
132	R134	30,000	0,00349	0,10467	0,78166	4,00000	3,12663	3,33597	0,667	200
	R135				0,88633	4,00000	3,54532			
133	R135	30,000	0,00349	0,10467	0,88633	4,00000	3,54532	3,75466	0,667	200
	R136				0,99100	4,00000	3,96401			
134	R136	8,239	0,00349	0,02875	0,99100	4,00000	3,96401	4,00910	0,607	200
	R137				1,01975	3,97567	4,05419			
135	R138	30,000	0,00349	0,10467	0,00000	0,00000	0,00000	0,20935	0,667	200
	R139				0,10467	4,00000	0,41869			
136	R139	30,000	0,00349	0,10467	0,10467	4,00000	0,41869	0,62804	0,667	200
	R140				0,20935	4,00000	0,83738			
137	R140	12,796	0,00349	0,04465	0,20935	4,00000	0,83738	0,92667	0,781	200
	R137				0,25399	4,00000	1,01597			
138	R137	25,000	0,00349	0,08723	1,27374	3,71513	4,73211	4,84504	0,640	200
	R141				1,36097	3,64297	4,95797			
139	R141	30,000	0,00349	0,10467	1,36097	3,64297	4,95797	5,09151	0,667	200
	R142				1,46564	3,56503	5,22505			
140	R142	30,000	0,00349	0,10467	1,46564	3,56503	5,22505	5,35666	0,667	200
	R143				1,57031	3,49502	5,48827			
141	R143	24,210	0,00349	0,08447	1,57031	3,49502	5,48827	5,59321	0,620	200
	R144				1,65478	3,44343	5,69814			
142	R144	26,553	0,00349	0,09265	1,65478	3,44343	5,69814	5,81202	1,808	200
	R145				1,74743	3,39121	5,92590			

## Annexe 07 : Abaque de Manning.

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

a) Ouvrages circulaires



## MODE D'EMPLOI.

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

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

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

## Exemples :

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

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

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

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

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

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

## Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°02.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage									
									1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									rv r <sub>H</sub> =0,5	V (m/s)	Obs	rv r <sub>H</sub> =0,2	V (m/s)	Obs	r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	H (m)	Obs
34	R36	19,293	9,176	200	0,09936	99,35738	3,16264	0,56680	1,01	3,19427	C.V	0,6	1,89759	C.V	0,00570	0,00283	0,00057	C.N.V
	R37																	
35	R37	7,832	9,451	200	0,10084	100,83524	3,20969	0,57642	1,01	3,24178	C.V	0,6	1,92581	C.V	0,00572	0,00284	0,00057	C.N.V
	R35																	
36	R35	7,642	8,115	200	0,09344	93,43674	2,97418	0,57658	1,01	3,00393	C.V	0,6	1,78451	C.V	0,00617	0,00307	0,00061	C.N.V
	R38																	
37	R38	8,024	9,726	200	0,10229	102,29174	3,25605	0,57626	1,01	3,28861	C.V	0,6	1,95363	C.V	0,00563	0,00280	0,00056	C.N.V
	R39																	
38	R39	7,000	9,714	200	0,10223	102,22862	3,25404	0,57712	1,01	3,28658	C.V	0,6	1,95242	C.V	0,00565	0,00280	0,00056	C.N.V
	R40																	
39	R40	25,000	6,280	200	0,08220	82,19649	2,61640	0,56200	1,01	2,64256	C.V	0,6	1,56984	C.V	0,00684	0,00340	0,00068	C.N.V
	R41																	
40	R41	11,718	9,898	200	0,10319	103,19227	3,28471	0,57316	1,01	3,31756	C.V	0,6	1,97083	C.V	0,00555	0,00276	0,00055	C.N.V
	R42																	
41	R42	30,000	6,500	200	0,08362	83,62384	2,66183	0,55780	1,01	2,68845	C.V	0,6	1,59710	C.V	0,00667	0,00331	0,00066	C.N.V
	R43																	
42	R43	9,096	1,538	200	0,04068	40,67725	1,29480	0,57536	1,01	1,30775	C.V	0,6	0,77688	C.V	0,01414	0,00704	0,00141	C.N.V
	R44																	

## Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°03.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage									
									1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									rv r <sub>H</sub> =0,5	V (m/s)	Obs	rv r <sub>H</sub> =0,2	V (m/s)	Obs	r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	H (m)	Obs
31	R32	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,57634	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02152	0,01075	0,00215	C.N.V
	R33																	
32	R33	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,57634	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02152	0,01075	0,00215	C.N.V
	R34																	
33	R34	12,117	0,743	200	0,02827	28,27274	0,89995	0,58031	1,01	0,90895	C.V	0,6	0,53997	C.V	0,02053	0,01025	0,00205	C.N.V
	R35																	

## Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°04.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage									
									1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									r <sub>v</sub> r <sub>H</sub> =0,5	V (m/s)	Obs	r <sub>v</sub> r <sub>H</sub> =0,2	V (m/s)	Obs	r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	H (m)	Obs
49	R51	30,000	9,900	200	0,10320	103,20269	3,28504	0,55914	1,01	3,31789	C.V	0,6	1,97103	C.V	0,00542	0,00269	0,00054	C.N.V
	R52																	
50	R52	30,000	3,667	200	0,06281	62,81001	1,99930	0,55914	1,01	2,01930	C.V	0,6	1,19958	C.V	0,00890	0,00443	0,00089	C.N.V
	R53																	
51	R53	30,000	3,500	200	0,06136	61,36312	1,95325	0,55914	1,01	1,97278	C.V	0,6	1,17195	C.V	0,00911	0,00453	0,00091	C.N.V
	R54																	
52	R54	30,000	3,500	200	0,06136	61,36312	1,95325	0,55914	1,01	1,97278	C.V	0,6	1,17195	C.V	0,00911	0,00453	0,00091	C.N.V
	R55																	
53	R55	30,000	3,500	200	0,06136	61,36312	1,95325	0,55914	1,01	1,97278	C.V	0,6	1,17195	C.V	0,00911	0,00453	0,00091	C.N.V
	R56																	
54	R56	12,845	2,724	200	0,05413	54,13486	1,72317	0,57279	1,01	1,74040	C.V	0,6	1,03390	C.V	0,01058	0,00526	0,00105	C.N.V
	R50																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°05.

N°	N°	L <sub>i</sub>	I	Ø	Q <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub>	V <sub>ps</sub>	Q <sub>min</sub>	Vérification des 3 conditions d'auto-curage
----	----	----------------	---	---	-----------------	-----------------	-----------------	------------------	---

Tr	Regard	(m)	(%)	(mm)	(m <sup>3</sup> /s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									rv r <sub>H</sub> =0,5	V (m/s)	Obs	rv r <sub>H</sub> =0,2	V (m/s)	Obs	r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	H (m)	Obs
57	R59	30,000	2,667	200	0,05357	53,56547	1,70504	0,55666	1,01	1,72209	C.V	0,6	1,02303	C.V	0,01039	0,00517	0,00103	C.N.V
	R60																	
58	R60	30,000	2,667	200	0,05357	53,56547	1,70504	0,55666	1,01	1,72209	C.V	0,6	1,02303	C.V	0,01039	0,00517	0,00103	C.N.V
	R61																	
59	R61	30,000	2,667	200	0,05357	53,56547	1,70504	0,55666	1,01	1,72209	C.V	0,6	1,02303	C.V	0,01039	0,00517	0,00103	C.N.V
	R62																	
60	R62	30,000	2,633	200	0,05322	53,22294	1,69414	0,55666	1,01	1,71108	C.V	0,6	1,01648	C.V	0,01046	0,00520	0,00104	C.N.V
	R63																	
61	R63	27,518	2,435	200	0,05118	51,18267	1,62919	0,55884	1,01	1,64549	C.V	0,6	0,97752	C.V	0,01092	0,00543	0,00109	C.N.V
	R58																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°06.

N°	N°	L <sub>i</sub>	I	Ø	Q <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub>	V <sub>ps</sub>	Q <sub>min</sub>	Vérification des 3 conditions d'auto-curage
----	----	----------------	---	---	-----------------	-----------------	-----------------	------------------	---

Tr	Regard	(m)	(%)	(mm)	(m <sup>3</sup> /s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									rv rh=0,5	V (m/s)	Obs	rv rh=0,2	V (m/s)	Obs	rQ	rh	H (m)	Obs
23	R24	30,000	1,133	200	0,03491	34,91310	1,11132	0,56692	1,01	1,12243	C.V	0,6	0,66679	C.V	0,01624	0,00809	0,00162	C.N.V
	R25																	
24	R25	30,000	1,133	200	0,03491	34,91310	1,11132	0,56692	1,01	1,12243	C.V	0,6	0,66679	C.V	0,01624	0,00809	0,00162	C.N.V
	R26																	
25	R26	30,000	1,133	200	0,03491	34,91310	1,11132	0,56692	1,01	1,12243	C.V	0,6	0,66679	C.V	0,01624	0,00809	0,00162	C.N.V
	R27																	
26	R27	11,613	2,239	200	0,04908	49,07954	1,56225	0,57678	1,01	1,57787	C.V	0,6	0,93735	C.V	0,01175	0,00585	0,00117	C.N.V
	R23																	
27	R23	20,000	3,350	200	0,06003	60,03380	1,91094	0,57228	1,01	1,93004	C.V	0,6	1,14656	C.V	0,00953	0,00474	0,00095	C.N.V
	R28																	
28	R28	15,000	1,867	200	0,04482	44,81729	1,42658	0,57496	1,01	1,44084	C.V	0,6	0,85595	C.V	0,01283	0,00639	0,00128	C.N.V
	R29																	
29	R29	10,991	0,728	200	0,02799	27,98589	0,89082	0,57711	1,01	0,89973	C.V	0,6	0,53449	C.V	0,02062	0,01030	0,00206	C.N.V
	R30																	
30	R30	25,954	0,771	200	0,02880	28,80054	0,91675	0,56909	1,01	0,92592	C.V	0,6	0,55005	C.V	0,01976	0,00986	0,00197	C.N.V
	R31																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°07.

N°	N°	L <sub>i</sub>	I	Ø	Q <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub>	V <sub>ps</sub>	Q <sub>min</sub>	Vérification des 3 conditions d'auto-curage
----	----	----------------	---	---	-----------------	-----------------	-----------------	------------------	---

Tr	Regard	(m)	(%)	(mm)	(m <sup>3</sup> /s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									rv r <sub>H</sub> =0,5	V (m/s)	Obs	rv r <sub>H</sub> =0,2	V (m/s)	Obs	r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	H (m)	Obs
18	R19	30,000	1,900	200	0,04521	45,21164	1,43913	0,56338	1,01	1,45352	C.V	0,6	0,86348	C.V	0,01246	0,00620	0,00124	C.N.V
	R20																	
19	R20	28,434	2,110	200	0,04764	47,64471	1,51658	0,56440	1,01	1,53174	C.V	0,6	0,90995	C.V	0,01185	0,00589	0,00118	C.N.V
	R18																	
20	R18	25,000	1,000	200	0,03280	32,79997	1,04406	0,56665	1,01	1,05450	C.V	0,6	0,62643	C.V	0,01728	0,00861	0,00172	C.N.V
	R21																	
21	R21	25,000	1,800	200	0,04401	44,00578	1,40075	0,56665	1,01	1,41475	C.V	0,6	0,84045	C.V	0,01288	0,00641	0,00128	C.N.V
	R22																	
22	R22	15,398	3,636	200	0,06254	62,54396	1,99084	0,57293	1,01	2,01074	C.V	0,6	1,19450	C.V	0,00916	0,00455	0,00091	C.N.V
	R23																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°08.

N°	N°	L <sub>i</sub>	I	Ø	Q <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub>	V <sub>ps</sub>	Q <sub>min</sub>	Vérification des 3 conditions d'auto-curage
----	----	----------------	---	---	-----------------	-----------------	-----------------	------------------	---

Tr	Regard	(m)	(%)	(mm)	(m <sup>3</sup> /s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									rv r <sub>H</sub> =0,5	V (m/s)	Obs	rv r <sub>H</sub> =0,2	V (m/s)	Obs	r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	H (m)	Obs
9	R10	30,000	9,833	200	0,10285	102,85288	3,27391	0,49473	1,01	3,30665	C.V	0,6	1,96435	C.V	0,00481	0,00239	0,00048	C.N.V
	R11																	
10	R11	30,000	4,767	200	0,07161	71,61368	2,27953	0,49473	1,01	2,30233	C.V	0,6	1,36772	C.V	0,00691	0,00343	0,00069	C.N.V
	R12																	
11	R12	30,000	3,167	200	0,05837	58,37105	1,85801	0,49473	1,01	1,87659	C.V	0,6	1,11480	C.V	0,00848	0,00421	0,00084	C.N.V
	R13																	
12	R13	15,406	4,153	200	0,06684	66,84276	2,12767	0,53767	1,01	2,14895	C.V	0,6	1,27660	C.V	0,00804	0,00400	0,00080	C.N.V
	R9																	
13	R9	26,279	1,446	200	0,03944	39,44188	1,25547	0,50568	1,01	1,26803	C.V	0,6	0,75328	C.V	0,01282	0,00638	0,00128	C.N.V
	R14																	
14	R14	10,089	0,991	200	0,03265	32,65204	1,03935	0,55332	1,01	1,04974	C.V	0,6	0,62361	C.V	0,01695	0,00845	0,00169	C.N.V
	R15																	
15	R15	6,292	0,795	200	0,02925	29,24536	0,93091	0,56449	1,01	0,94022	C.V	0,6	0,55855	C.V	0,01930	0,00963	0,00193	C.N.V
	R16																	
16	R16	7,639	1,309	200	0,03753	37,52695	1,19452	0,56052	1,01	1,20647	C.V	0,6	0,71671	C.V	0,01494	0,00744	0,00149	C.N.V
	R17																	
17	R17	9,475	1,055	200	0,03369	33,68990	1,07238	0,55512	1,01	1,08311	C.V	0,6	0,64343	C.V	0,01648	0,00821	0,00164	C.N.V
	R18																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°09.

N°	N°	L <sub>i</sub>	I	Ø	Q <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub>	V <sub>ps</sub>	Q <sub>min</sub>	Vérification des 3 conditions d'auto-curage
----	----	----------------	---	---	-----------------	-----------------	-----------------	------------------	---

Tr	Regard	(m)	(%)	(mm)	(m <sup>3</sup> /s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									rv r <sub>H</sub> =0,5	V (m/s)	Obs	rv r <sub>H</sub> =0,2	V (m/s)	Obs	r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	H (m)	Obs
3	R3	25,000	7,200	200	0,08801	88,01155	2,80149	0,57086	1,01	2,82951	C.V	0,6	1,68090	C.V	0,00649	0,00322	0,00064	C.N.V
	R4																	
4	R4	16,030	7,611	200	0,09049	90,48869	2,88034	0,57521	1,01	2,90915	C.V	0,6	1,72821	C.V	0,00636	0,00316	0,00063	C.N.V
	R5																	
5	R6	30,000	9,867	200	0,10303	103,03055	3,27956	0,56843	1,01	3,31236	C.V	0,6	1,96774	C.V	0,00552	0,00274	0,00055	C.N.V
	R7																	
6	R7	12,347	8,259	200	0,09426	94,26211	3,00046	0,57700	1,01	3,03046	C.V	0,6	1,80027	C.V	0,00612	0,00304	0,00061	C.N.V
	R5																	
7	R5	20,000	4,100	200	0,06641	66,41488	2,11405	0,57329	1,01	2,13519	C.V	0,6	1,26843	C.V	0,00863	0,00429	0,00086	C.N.V
	R8																	
8	R8	30,456	3,086	200	0,05762	57,61975	1,83409	0,56821	1,01	1,85243	C.V	0,6	1,10046	C.V	0,00986	0,00490	0,00098	C.N.V
	R9																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°10.

N°	N°	L <sub>i</sub>	I	Ø	Q <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub>	V <sub>ps</sub>	Q <sub>min</sub>	Vérification des 3 conditions d'auto-curage
----	----	----------------	---	---	-----------------	-----------------	-----------------	------------------	---

Tr	Regard	(m)	(%)	(mm)	(m <sup>3</sup> /s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									rv r <sub>H</sub> =0,5	V (m/s)	Obs	rv r <sub>H</sub> =0,2	V (m/s)	Obs	r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	H (m)	Obs
68	R69	20,000	3,400	200	0,06048	60,48016	1,92514	0,56135	1,01	1,94439	C.V	0,6	1,15509	C.V	0,00928	0,00461	0,00092	C.N.V
	R70																	
69	R70	20,000	5,400	200	0,07622	76,22024	2,42617	0,56135	1,01	2,45043	C.V	0,6	1,45570	C.V	0,00736	0,00366	0,00073	C.N.V
	R71																	
70	R71	30,000	5,400	200	0,07622	76,22024	2,42617	0,55053	1,01	2,45043	C.V	0,6	1,45570	C.V	0,00722	0,00359	0,00072	C.N.V
	R72																	
71	R72	16,052	3,738	200	0,06342	63,41516	2,01857	0,56563	1,01	2,03875	C.V	0,6	1,21114	C.V	0,00892	0,00443	0,00089	C.N.V
	R76																	
1	R1	16,601	7,590	200	0,09036	90,36377	2,87637	0,56503	1,01	2,90513	C.V	0,6	1,72582	C.V	0,00625	0,00311	0,00062	C.N.V
	R2																	
2	R2	9,609	8,325	200	0,09464	94,63800	3,01242	0,57260	1,01	3,04255	C.V	0,6	1,80745	C.V	0,00605	0,00301	0,00060	C.N.V
	R3																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°11.

N°	N°	L <sub>i</sub>	I	Ø	Q <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub>	V <sub>ps</sub>	Q <sub>min</sub>	Vérification des 3 conditions d'auto-curage
----	----	----------------	---	---	-----------------	-----------------	-----------------	------------------	---

Tr	Regard	(m)	(%)	(mm)	(m <sup>3</sup> /s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition			
									rv rH=0,5	V (m/s)	Obs	rv rH=0,2	V (m/s)	Obs	rQ	rH	H (m)	Obs
72	R73	25,000	0,600	200	0,02541	25,40675	0,80872	0,57419	1,01	0,81681	C.V	0,6	0,48523	C.V	0,02260	0,01129	0,00226	C.N.V
	R74																	
73	R74	20,000	1,250	200	0,03667	36,67148	1,16729	0,57596	1,01	1,17896	C.V	0,6	0,70037	C.V	0,01571	0,00782	0,00156	C.N.V
	R75																	
74	R75	24,556	7,492	200	0,08978	89,77850	2,85774	0,57435	1,01	2,88632	C.V	0,6	1,71464	C.V	0,00640	0,00318	0,00064	C.N.V
	R76																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°12.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage		
									1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition	3 <sup>ème</sup> condition

									$r_v$ $r_H=0,5$	$V$ (m/s)	Obs	$r_v$ $r_H=0,2$	$V$ (m/s)	Obs	$r_Q$	$r_H$	$H$ (m)	Obs
84	R85	25,000	0,880	200	0,03077	30,76910	0,97941	0,57945	1,01	0,98920	C.V	0,6	0,58765	C.V	0,01883	0,00939	0,00188	C.N.V
	R86																	
85	R86	30,000	0,900	200	0,03112	31,11678	0,99048	0,57875	1,01	1,00038	C.V	0,6	0,59429	C.V	0,01860	0,00928	0,00186	C.N.V
	R87																	
86	R87	25,000	0,880	200	0,03077	30,76910	0,97941	0,57945	1,01	0,98920	C.V	0,6	0,58765	C.V	0,01883	0,00939	0,00188	C.N.V
	R88																	
87	R88	20,000	0,750	200	0,02841	28,40561	0,90418	0,58016	1,01	0,91322	C.V	0,6	0,54251	C.V	0,02042	0,01020	0,00204	C.N.V
	R89																	
88	R89	25,000	0,600	200	0,02541	25,40675	0,80872	0,57945	1,01	0,81681	C.V	0,6	0,48523	C.V	0,02281	0,01140	0,00228	C.N.V
	R90																	
89	R90	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,57875	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02160	0,01079	0,00216	C.N.V
	R91																	
90	R91	26,004	0,654	200	0,02653	26,52542	0,84433	0,57931	1,01	0,85277	C.V	0,6	0,50660	C.V	0,02184	0,01091	0,00218	C.N.V
	R92																	
91	R93	30,000	0,633	200	0,02610	26,09608	0,83066	0,57875	1,01	0,83897	C.V	0,6	0,49840	C.V	0,02218	0,01108	0,00222	C.N.V
	R94																	
92	R94	18,188	0,770	200	0,02878	28,78186	0,91615	0,58042	1,01	0,92532	C.V	0,6	0,54969	C.V	0,02017	0,01007	0,00201	C.N.V
	R92																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°13.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage		
									1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition	3 <sup>ème</sup> condition

									$r_v$ $r_H=0,5$	$V$ (m/s)	Obs	$r_v$ $r_H=0,2$	$V$ (m/s)	Obs	$r_Q$	$r_H$	$H$ (m)	Obs
83	R76	6,442	6,520	200	0,08375	83,75240	2,66592	0,57602	1,01	2,69258	C.V	0,6	1,59955	C.V	0,00688	0,00342	0,00068	C.N.V
	R81																	
79	R81	25,000	4,000	200	0,06560	65,59994	2,08811	0,55593	1,01	2,10899	C.V	0,6	1,25287	C.V	0,00847	0,00421	0,00084	C.N.V
	R82																	
80	R82	25,000	4,000	200	0,06560	65,59994	2,08811	0,55593	1,01	2,10899	C.V	0,6	1,25287	C.V	0,00847	0,00421	0,00084	C.N.V
	R83																	
81	R83	18,497	0,649	200	0,02642	26,42383	0,84110	0,56297	1,01	0,84951	C.V	0,6	0,50466	C.V	0,02131	0,01064	0,00213	C.N.V
	R80																	
75	R77	20,000	7,700	200	0,09102	91,01622	2,89714	0,56135	1,01	2,92611	C.V	0,6	1,73828	C.V	0,00617	0,00306	0,00061	C.N.V
	R78																	
76	R78	20,000	7,600	200	0,09042	90,42328	2,87826	0,56135	1,01	2,90704	C.V	0,6	1,72696	C.V	0,00621	0,00308	0,00062	C.N.V
	R79																	
77	R79	16,209	2,159	200	0,04819	48,19475	1,53409	0,56545	1,01	1,54943	C.V	0,6	0,92045	C.V	0,01173	0,00584	0,00117	C.N.V
	R80																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°14.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage		
									1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition	3 <sup>ème</sup> condition

									$r_v$ $r_H=0,5$	$V$ (m/s)	Obs	$r_v$ $r_H=0,2$	$V$ (m/s)	Obs	$r_Q$	$r_H$	$H$ (m)	Obs
93	R92	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,57756	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02156	0,01077	0,00215	C.N.V
	R95																	
94	R95	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,57756	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02156	0,01077	0,00215	C.N.V
	R96																	
95	R96	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,57756	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02156	0,01077	0,00215	C.N.V
	R97																	
96	R97	9,904	0,808	200	0,02948	29,48351	0,93849	0,58120	1,01	0,94787	C.V	0,6	0,56309	C.V	0,01971	0,00984	0,00197	C.N.V
	R98																	
78	R80	79,357	0,882	200	0,03080	30,80404	0,98052	0,56861	1,01	0,99033	C.V	0,6	0,58831	C.V	0,01846	0,00921	0,00184	C.N.V
	R98																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°15.

N° Tr	N° Regard	$L_i$ (m)	$I$ (%)	$\emptyset$ (mm)	$Q_{ps}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{ps}$ (l/s)	$V_{ps}$ (m/s)	$Q_{min}$ (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage		
									1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition	3 <sup>ème</sup> condition

									rv rh=0,5	V (m/s)	Obs	rv rh=0,2	V (m/s)	Obs	rq	rh	H (m)	Obs
97	R98	21,264	0,659	200	0,02663	26,62663	0,84755	0,58116	1,01	0,85603	C.V	0,6	0,50853	C.V	0,02183	0,01090	0,00218	C.N.V
	R99																	
98	R99	50,372	0,040	200	0,00656	6,55999	0,20881	0,57864	1,01	0,21090	C.V	0,6	0,12529	C.V	0,08821	0,04669	0,00934	C.N.V
	R102																	
100	R102	28,632	0,768	200	0,02874	28,74445	0,91496	0,58052	1,01	0,92411	C.V	0,6	0,54898	C.V	0,02020	0,01008	0,00202	C.N.V
	R101																	
99	R100	16,376	1,832	200	0,04440	44,39522	1,41314	0,58158	1,01	1,42728	C.V	0,6	0,84789	C.V	0,01310	0,00652	0,00130	C.N.V
	R101																	
101	R101	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,58040	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02167	0,01082	0,00216	C.N.V
	R103																	
102	R103	24,485	0,857	200	0,03036	30,36434	0,96653	0,58088	1,01	0,97619	C.V	0,6	0,57992	C.V	0,01913	0,00954	0,00191	C.N.V
	R104																	
109	R112	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,58040	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02167	0,01082	0,00216	C.N.V
	R113																	
110	R113	25,000	0,640	200	0,02624	26,23998	0,83524	0,58084	1,01	0,84360	C.V	0,6	0,50115	C.V	0,02214	0,01106	0,00221	C.N.V
	R114																	
111	R114	8,262	0,605	200	0,02551	25,51239	0,81208	0,58228	1,01	0,82021	C.V	0,6	0,48725	C.V	0,02282	0,01141	0,00228	C.N.V
	R111																	
115	R111	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,58040	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02167	0,01082	0,00216	C.N.V
	R118																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°15 (suite et fin).

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage		
									1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition	3 <sup>ème</sup> condition

									$r_v$ $r_H=0,5$	$V$ (m/s)	Obs	$r_v$ $r_H=0,2$	$V$ (m/s)	Obs	$r_Q$	$r_H$	$H$ (m)	Obs
116	R118	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,58040	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02167	0,01082	0,00216	C.N.V
	R119																	
117	R119	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,58040	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02167	0,01082	0,00216	C.N.V
	R120																	
118	R120	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,58040	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02167	0,01082	0,00216	C.N.V
	R121																	
119	R121	6,468	0,773	200	0,02884	28,83787	0,91794	0,58244	1,01	0,92712	C.V	0,6	0,55076	C.V	0,02020	0,01008	0,00202	C.N.V
	R104																	
103	R104	14,637	0,956	200	0,03207	32,07025	1,02083	0,58173	1,01	1,03104	C.V	0,6	0,61250	C.V	0,01814	0,00905	0,00181	C.N.V
	R105																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°16.

N° Tr	N° Regard	$L_i$ (m)	$I$ (%)	$\emptyset$ (mm)	$Q_{ps}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{ps}$ (l/s)	$V_{ps}$ (m/s)	$Q_{min}$ (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage		
									1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition	3 <sup>ème</sup> condition

									rv rh=0,5	V (m/s)	Obs	rv rh=0,2	V (m/s)	Obs	rq	rh	H (m)	Obs
104	R106	30,000	4,533	200	0,06983	69,83390	2,22288	0,54381	1,01	2,24511	C.V	0,6	1,33373	C.V	0,00779	0,00387	0,00077	C.N.V
	R107																	
105	R107	30,000	6,267	200	0,08211	82,11137	2,61369	0,54381	1,01	2,63982	C.V	0,6	1,56821	C.V	0,00662	0,00329	0,00066	C.N.V
	R108																	
106	R108	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,54381	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02030	0,01013	0,00203	C.N.V
	R109																	
107	R109	25,000	0,680	200	0,02705	27,04755	0,86095	0,55034	1,01	0,86956	C.V	0,6	0,51657	C.V	0,02035	0,01016	0,00203	C.N.V
	R110																	
108	R110	8,092	0,742	200	0,02825	28,25370	0,89934	0,57243	1,01	0,90834	C.V	0,6	0,53961	C.V	0,02026	0,01011	0,00202	C.N.V
	R111																	
112	R115	30,000	2,100	200	0,04753	47,53167	1,51298	0,54381	1,01	1,52811	C.V	0,6	0,90779	C.V	0,01144	0,00569	0,00114	C.N.V
	R116																	
113	R116	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,54381	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,02030	0,01013	0,00203	C.N.V
	R117																	
114	R117	16,164	0,619	200	0,02581	25,80589	0,82143	0,56189	1,01	0,82964	C.V	0,6	0,49286	C.V	0,02177	0,01088	0,00218	C.N.V
	R111																	
120	R122	30,000	1,000	200	0,03280	32,79997	1,04406	0,54381	1,01	1,05450	C.V	0,6	0,62643	C.V	0,01658	0,00826	0,00165	C.N.V
	R123																	
121	R123	30,000	1,000	200	0,03280	32,79997	1,04406	0,54381	1,01	1,05450	C.V	0,6	0,62643	C.V	0,01658	0,00826	0,00165	C.N.V
	R124																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°16 (suite et fin).

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage		
									1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition	3 <sup>ème</sup> condition

									$r_v$ $r_H=0,5$	$V$ (m/s)	Obs	$r_v$ $r_H=0,2$	$V$ (m/s)	Obs	$r_Q$	$r_H$	$H$ (m)	Obs
122	R124	30,000	1,000	200	0,03280	32,79997	1,04406	0,54381	1,01	1,05450	C.V	0,6	0,62643	C.V	0,01658	0,00826	0,00165	C.N.V
	R125																	
123	R125	30,000	1,000	200	0,03280	32,79997	1,04406	0,54381	1,01	1,05450	C.V	0,6	0,62643	C.V	0,01658	0,00826	0,00165	C.N.V
	R126																	
124	R126	8,000	1,250	200	0,03667	36,67148	1,16729	0,57255	1,01	1,17896	C.V	0,6	0,70037	C.V	0,01561	0,00778	0,00156	C.N.V
	R127																	
125	R127	8,000	1,250	200	0,03667	36,67148	1,16729	0,57255	1,01	1,17896	C.V	0,6	0,70037	C.V	0,01561	0,00778	0,00156	C.N.V
	R128																	
126	R128	8,000	3,125	200	0,05798	57,98270	1,84565	0,57255	1,01	1,86410	C.V	0,6	1,10739	C.V	0,00987	0,00491	0,00098	C.N.V
	R129																	
127	R129	30,000	3,667	200	0,06281	62,81001	1,99930	0,54381	1,01	2,01930	C.V	0,6	1,19958	C.V	0,00866	0,00430	0,00086	C.N.V
	R130																	
128	R130	30,000	3,633	200	0,06252	62,51815	1,99001	0,54381	1,01	2,00991	C.V	0,6	1,19401	C.V	0,00870	0,00432	0,00086	C.N.V
	R131																	
129	R131	28,522	3,857	200	0,06442	64,41667	2,05045	0,54574	1,01	2,07095	C.V	0,6	1,23027	C.V	0,00847	0,00421	0,00084	C.N.V
	R132																	
130	R133	33,287	2,103	200	0,04757	47,56561	1,51406	0,53952	1,01	1,52920	C.V	0,6	0,90844	C.V	0,01134	0,00564	0,00113	C.N.V
	R132																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°17.

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage		
									1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition	3 <sup>ème</sup> condition

									rv rh=0,5	V (m/s)	Obs	rv rh=0,2	V (m/s)	Obs	rq	rh	H (m)	Obs
131	R132	25,000	2,040	200	0,04685	46,84773	1,49121	0,53939	1,01	1,50612	C.V	0,6	0,89473	C.V	0,01151	0,00573	0,00115	C.N.V
	R134																	
132	R134	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,53066	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,01981	0,00989	0,00198	C.N.V
	R135																	
133	R135	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,53066	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,01981	0,00989	0,00198	C.N.V
	R136																	
134	R136	8,239	0,607	200	0,02555	25,55452	0,81343	0,56863	1,01	0,82156	C.V	0,6	0,48806	C.V	0,02225	0,01112	0,00222	C.N.V
	R137																	
135	R138	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,53066	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,01981	0,00989	0,00198	C.N.V
	R139																	
136	R139	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,53066	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,01981	0,00989	0,00198	C.N.V
	R140																	
137	R140	12,796	0,781	200	0,02899	28,98671	0,92268	0,56068	1,01	0,93190	C.V	0,6	0,55361	C.V	0,01934	0,00965	0,00193	C.N.V
	R137																	
138	R137	25,000	0,640	200	0,02624	26,23998	0,83524	0,53939	1,01	0,84360	C.V	0,6	0,50115	C.V	0,02056	0,01026	0,00205	C.N.V
	R141																	
139	R141	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,53066	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,01981	0,00989	0,00198	C.N.V
	R142																	
140	R142	30,000	0,667	200	0,02679	26,78776	0,85268	0,53066	1,01	0,86121	C.V	0,6	0,51161	C.V	0,01981	0,00989	0,00198	C.N.V
	R143																	

Annexe 08 : Vérification des trois conditions d'auto-curage du sous-bassin de collecte N°17 (suite et fin).

N° Tr	N° Regard	L <sub>i</sub> (m)	I (%)	Ø (mm)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	Q <sub>min</sub> (l/s)	Vérification des 3 conditions d'auto-curage		
									1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition	3 <sup>ème</sup> condition

									<b>rv</b> <b>rh=0,5</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Obs</b>	<b>rv</b> <b>rh=0,2</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Obs</b>	<b>rq</b>	<b>rh</b>	<b>H</b> <b>(m)</b>	<b>Obs</b>
<b>141</b>	<b>R143</b>	24,210	0,620	200	0,02583	25,82672	0,82209	0,54076	1,01	0,83031	C.V	0,6	0,49325	C.V	0,02094	0,01045	0,00209	C.N.V
	<b>R144</b>																	
<b>142</b>	<b>R144</b>	26,553	1,808	200	0,04410	44,10346	1,40386	0,53668	1,01	1,41790	C.V	0,6	0,84231	C.V	0,01217	0,00605	0,00121	C.N.V
	<b>R145</b>																	

## ملخص

تنقسم مذكرتنا لنهاية الدراسة إلى جزأين يعالجان فرعين أساسيان في مجال الري وهما التزويد بالماء الصالح للشرب و الصرف الصحي للمياه القذرة وهذا في مستوى منطقة تاسوست الواقعة في بلدية الأمير عبد القادر ولاية جيجل. الجزء الأول يستند على إنشاء شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب بحيث تم دراستها لتكون قادرة على تلبية احتياجات مختلف فئات المستهلكين بكمية كافية ونوعية جيدة اما بالنسبة للجزء الثاني فقد خصص لإنشاء شبكة الصرف الصحي للمياه القذرة من أجل حماية الصحة العامة و البيئة.

**كلمات المفاتيح:** التوزيع, المياه الصالحة للشرب, الصرف الصحي, المياه القذرة.

## Résumé

Ce mémoire s'intéresse à la distribution de l'eau potable et à l'assainissement des eaux usées du POS UF04 de Tassoust situé dans la commune d'Amir Abdelkader, Wilaya de Jijel. la première partie est basée sur l'étude du réseau de distribution. Le dimensionnement est réalisé de manière à concevoir un réseau fiable capable de satisfaire les besoins en eau des différentes catégories d consommateurs en qualité et en quantité suffisante. la deuxième parties est consacrée au dimensionnement du réseau d'assainissement d'eaux usées en système dans le but d protéger la santé publique ainsi que l'environnement.

**Mots clés :** Distribution, Eau potable, Assainissement, Eau usée.

## Abstract

This dissertation focuses on the drinking water supply and wastewater sanitation of the POS UF04 Tassoust located in the municipality of Amir Abdelkader, Wilaya of Jijel. The first part is based on the study of the distribution network. The design is carried out to conceive a reliable network capable of satisfying the water needs of the different categories of consumers in both quality and quantity. The second part is devoted to the design of the sewerage network as a separate system to protect public health and the environment.

**Key words:** Distribution, Water supply, Sanitation, Wastewater.