

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Assainissement**

**THEME :**

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION  
DE SOUR EL GHOZLANE ( W.BOUIRA )**

**PRESENTE PAR :**

**Mr MEZRAG MOHAMED**

**Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> T.KHETTAL	M.C.A	Président
M <sup>me</sup> N.CHNITI	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> A.HEBBOUCHE	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> L.TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> A.BOUFEKANE	M.A.A	Promoteur

**Septembre - 2014**

ي المياه كارثة ايكولوجية و لهذا الغرض يقتضي وجوب تصفية هذه المياه من أجل مكافحة تلوث المحيط و البيئة.

بالاعتماد علي نتائج التحاليل و المعطيات قمنا بتصميم المحطة حيث ارتأينا أن تكون المعالجة البيولوجية على طريقة كحل لهذه الظاهرة الإيكولوجية .

هذه الدراسة تهدف إلى الحد من مشكل مياه الملوثة مباشرة في الوسط الطبيعي لبلدي لاية البويرة ة استعمال المياه المطهرة والأوحال الناتجة في الميدان الزراعي.

## RESUME

Les rejets d'égoûts pouvant être considérés comme une catastrophe écologique, où il est nécessaire d'épurer les eaux usées pour limiter la pollution de l'environnement.

C'est dans ce contexte, et en se basant sur nos résultats expérimentaux, nous avons conçu une station d'épuration avec le traitement biologique par boue activée comme solution.

Cette étude a pour but d'éviter les rejets des eaux usées de la ville de Sour El Ghozlane wilaya de BOUIRA dans le milieu naturel, ainsi de réutiliser les eaux épurées et des boues issues dans le domaine de l'agriculture.

## Abstract:

The discharge of sewage can be considered as an environmental disaster and that is why it is necessary to treat wastewater to reduce its pollution. In this context, and based on our experimental results, we designed a treatment plant with biological treatment by activated sludge as a solution to this ecological phenomenon. This study aims to avoid the discharge of the untreated wastewater directly to nature in the city of Sour El Ghozlane, which is considered as a great phenomenon that threatens the people and the environment, and then the reuse of treated water and sludge in agriculture.

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de *respect et de reconnaissance* à *Ma mère et Mon père* pour tous leurs *sacrifices et leur soutien moral et matériel* dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Et également à *Mes frères, Mes sœurs ; En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et à tous ceux qui me sont chers.*

MEZRAG MOHAMED

# Remerciement



*Je remercie tout d'abord **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la chance et le courage pour mettre à terme ce travail.*

*Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer mes profondes gratitudes et mes vifs remerciements à mon promoteur **M<sup>r</sup>BOUFEKANE ABDELMAJID** pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.*



*Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première année jusqu'à la cinquième année, ainsi que toutes les personnes qui m'ont aidé à réaliser ce projet.*



*Mes compliments aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*



*MEZRAG MOHAMED*

# SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
<b>Chapitre I : Présentation de la région d'étude</b>	
Introduction.....	2
I.1. Situation de la ville de Sour El Ghozlane.....	2
I.2. Structure et développement de la ville.....	2
I.3. Les caractéristiques climatiques.....	3
I.3.1 La pluviométrie.....	4
I.3.2 La Température.....	4
I.3.3. L'évaporation.....	5
I.3.4. Le Vent.....	5
I.3.5. L'ensoleillement.....	6
I.4. Evolution Démographique.....	6
I.4.1. Population actuelle et future.....	7
I.5. Les équipements.....	7
I.5.1. Equipement scolaires.....	7
I.5.2. Equipements sanitaires.....	8
I.5.3. Station de service.....	8
I.5.4. Abattoirs.....	8
I.5.5. Equipements culturels et touristiques.....	8
I.5.6. Les activités économiques.....	8
I.5.6.1. Activités Industrielles.....	8
I.5.6.2. Activités agricoles.....	9
I.6. Situation actuelle de l'alimentation en eaux potable.....	9
I.7. Réseau d'assainissement.....	11
I.8. Localisation du site de la future station d'épuration.....	12
Conclusion.....	13

## Chapitre II : Les procédés d'épuration biologique

<b>Introduction.....</b>	<b>14</b>
<b>II.1. Origines des eaux usées.....</b>	<b>14</b>
<b>II.1.1. Les eaux d'origine domestique.....</b>	<b>14</b>
<b>II.1.2. Les eaux d'origine industrielle.....</b>	<b>14</b>
<b>II.1.3. Les eaux de ruissellement.....</b>	<b>15</b>
<b>II.2. Nature de la pollution.....</b>	<b>15</b>
<b>II.2.1. Pollution minérale.....</b>	<b>15</b>
<b>II.2.2. Pollution organique.....</b>	<b>15</b>
<b>II.2.3. Pollution microbiologique.....</b>	<b>15</b>
<b>II.3. Importance des rejets.....</b>	<b>15</b>
<b>II.3.1. Types des réseaux.....</b>	<b>15</b>
<b>II.3.2. Taille de l'agglomération.....</b>	<b>16</b>
<b>II.4 Les principaux paramètres de pollution.....</b>	<b>16</b>
<b>II.4.1. Les paramètres physiques.....</b>	<b>16</b>
<b>II.4.1. 1. La température.....</b>	<b>16</b>
<b>II.4.1. 2. Le PH.....</b>	<b>16</b>
<b>II.4.1. 3. La turbidité.....</b>	<b>16</b>
<b>II.4.1.4. La conductivité.....</b>	<b>17</b>
<b>II.4.1. 5. Les matières en suspensions (MES).....</b>	<b>17</b>
<b>II.4.1.6. Les matières volatiles en suspension (MVS).....</b>	<b>17</b>
<b>II.4.1. 7. Couleur et odeur .....</b>	<b>17</b>
<b>II.4.2. Les paramètres chimiques.....</b>	<b>17</b>
<b>II.4.2.1. Demande biochimique en oxygène (DBO5).....</b>	<b>17</b>
<b>II.4.2.2. Demande chimique en oxygène (DCO).....</b>	<b>17</b>
<b>II.4.3. Les paramètres complémentaires.....</b>	<b>18</b>
<b>II.4.3.1. Le phosphore.....</b>	<b>18</b>
<b>II.4.3.2. L'azote.....</b>	<b>18</b>
<b>II.4.3.3. L'équilibre nutritionnel .....</b>	<b>18</b>
<b>II.4.4. Paramètres biologiques.....</b>	<b>19</b>

<b>II.5. Les normes des eaux résiduaires.....</b>	<b>19</b>
<b>II.6. Les différents procédés d'épuration.....</b>	<b>20</b>
<b>II.6.1. Prétraitements.....</b>	<b>20</b>
<b>II.6.1.1. Le dégrillage.....</b>	<b>20</b>
<b>II.6.1.2. Le dessablage.....</b>	<b>21</b>
<b>II.6.1.3. Le déshuilage – dégraissage.....</b>	<b>21</b>
<b>II.6.2. Traitements primaires.....</b>	<b>22</b>
<b>II.6.3. Traitements secondaires.....</b>	<b>23</b>
<b>II.6.3.1. Traitement physico-chimique.....</b>	<b>23</b>
<b>II.6.4. Traitement biologique.....</b>	<b>23</b>
<b>II.6.4.1. Les procédés biologiques extensifs .....</b>	<b>24</b>
<b>II.6.4.2. Les procédés intensifs.....</b>	<b>26</b>
<b>II.6.5. Les traitements tertiaires ou complémentaires.....</b>	<b>31</b>
<b>II.6.5.1. Déphosphatation.....</b>	<b>32</b>
<b>II.6.5.2. Dénitrification.....</b>	<b>32</b>
<b>II.6.5.3. Désinfection.....</b>	<b>32</b>
<b>II.6.6. Traitement des boues.....</b>	<b>32</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>33</b>

### **Chapitre III : Procédé d'épuration par boues activées**

<b>Introduction.....</b>	<b>34</b>
<b>III.1. Généralités sur boues activées (cultures libres).....</b>	<b>34</b>
<b>III.2. Composants d'une unité biologique.....</b>	<b>34</b>
<b>III.3. Classement des procédés par boues activées.....</b>	<b>35</b>
<b>III.4. Choix du procédé d'épuration.....</b>	<b>36</b>
<b>III.5. Bassin d'aération.....</b>	<b>37</b>
<b>III.7. Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne.....</b>	<b>39</b>
<b>III.8. Clarification.....</b>	<b>40</b>

III.8.1.Fonctions du clarificateur.....	40
III.9.Traitement tertiaire (Désinfection).....	41
III.10.Traitement Des Boues.....	42
III.10.1.Epaississement.....	42
III.10.2.La digestion anaérobie.....	42
III.10.3.Lits De Séchage.....	45
III.11.Avantages et inconvénients.....	45
Conclusion.....	45

#### Chapitre IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

Introduction.....	46
IV.1. Détermination de la capacité hydraulique de la station.....	46
IV.1.1.Choix de la dotation unitaire de la consommation.....	46
IV.1.2.Calcul des besoins en eau.....	46
IV.1.3. Estimation des débits des eaux usées.....	48
IV.1.4.Détermination du nombre d'équivalents-habitants (E.H).....	48
IV.2.Prélèvement et échantillonnage.....	49
IV.2.1.Paramètres analysés.....	49
IV.2.2.Les méthodes d'analyses utilisées.....	49
IV.2.3.Résultats analytiques.....	50
IV.2.4.Interprétations des résultats.....	51
IV.3.Estimation des débits des eaux usées.....	52
IV.4.Détermination des charges polluantes.....	54
Conclusion.....	55

#### Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction.....	56
V.1. Les prétraitements.....	56
V.1.1. Dégrilleur.....	56

V.1.1.1. Formules et lois permettant le dimensionnement.....	56
V.1.2. Déssableur – dégraisseur.....	60
V.1.2 .1. Dimensionnement du Déssableur – dégraisseur.....	60
V.1.2.2.Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur.....	61
V.2.Traitement primaire.....	62
V.2.1.Dimensionnement du décanteur primaire.....	63
V.3. Traitement biologique.....	66
V.3.1.étude de la variante à moyenne charge.....	66
V.3.1.1.Dimensionnement du bassin d’aération.....	66
V.3.1.2.Besoins théoriques en oxygène.....	68
V.3.1.3.Calcul des caractéristiques de l’aérateur.....	69
V.3.1.4.Bilan de boues.....	70
V.3.1.5.Calcul du clarificateur.....	72
V.3.2.étude de la variante à faible charge.....	75
V.3.2.1.Dimensionnement du bassin d’aération.....	75
V.3.2.2.Besoins théoriques en oxygène.....	76
V.3.2.3.Calcul des caractéristiques de l’aérateur.....	77
V.3.2.4.Bilan de boues.....	78
V.3.2.5.Calcul du clarificateur.....	80
V.4. Traitement tertiaire (désinfection).....	81
V4.1.Dose du chlore à injecter.....	81
V4.2.Dimensionnement du bassin de désinfection.....	82
V.5. Traitement des boues.....	83

<b>V.5.1.Choix de la filière de traitement de boues.....</b>	<b>83</b>
<b>V.5.2.Étude de la variante à moyenne charge.....</b>	<b>84</b>
<b>V.5.2.1.Dimensionnement de l'épaississeur.....</b>	<b>84</b>
<b>V.5.2.2.Dimensionnement du digesteur.....</b>	<b>85</b>
<b>V.5.2.3.Dimensionnement du gazomètre.....</b>	<b>86</b>
<b>V.5.2.4.Dimensionnement du lit de séchage.....</b>	<b>87</b>
<b>V.5.3.Étude de la variante à faible charge.....</b>	<b>89</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>90</b>

## **Chapitre VI : Calcul hydraulique**

<b>Introduction.....</b>	<b>91</b>
<b>VI.1.Déversoir d'orage.....</b>	<b>91</b>
<b>VI.1.1.Dimensionnement du déversoir d'orage.....</b>	<b>91</b>
<b>VI.2. Relevage.....</b>	<b>92</b>
<b>VI.2.1. La conduite de refoulement.....</b>	<b>92</b>
<b>VI.2.2. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe.....</b>	<b>93</b>
<b>VI.2.3. Choix de la pompe.....</b>	<b>94</b>
<b>VI.2.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration.....</b>	<b>95</b>
<b>VI.3.Profil hydraulique.....</b>	<b>97</b>
<b>VI.3.2.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézo.....</b>	<b>99</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>101</b>

## **Chapitre VII : Etude économique**

<b>Introduction.....</b>	<b>102</b>
<b>VII.1.Coût de la variante à moyenne charge.....</b>	<b>102</b>
<b>VII.1.1.Coût d'investissement.....</b>	<b>102</b>
<b>VIII.1.1.1.Coût de terrassement.....</b>	<b>102</b>

VII.1.1.2.Coût de Béton armé.....	103
VII.1.1.3.Coût totale du génie civil.....	104
VII.1.1.4.Coût des VRD.....	104
VII.1.1.5.Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques.....	104
VII.1.1.6.Coût total des investissements de la station.....	104
VII.1.2.Coût de fonctionnement.....	105
VII.1.2.1.Le coût de main d'œuvre.....	105
VII.1.2.2.Le coût de l'énergie (consommation électrique).....	105
VII.1.2.3.Le coût des réactifs chimiques.....	105
VII.1.2.4.Le coût de renouvellement du matériel électromécanique.....	105
VII.1.2.5.Le coût des frais financiers.....	105
VII.1.2.6.Le coût de fonctionnement total.....	105
VII.1.3.Le coût d'amortissement.....	105
VII.1.4.Le coût total de la station.....	105
VII.1.5.Le coût de m <sup>3</sup> d'eau épurée.....	106
VII.2.Coût de la variante à faible charge.....	107
Conclusion.....	107

## **Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station**

Introduction.....	108
VIII.1.Exploitation.....	108
VIII.2.Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station.....	108
VIII.3. Contrôle de fonctionnement.....	109
VIII.3.1.Contrôle journalier.....	109
VIII.3.2. Contrôles périodiques.....	110

<b>VIII.4. Entretien des ouvrages.....</b>	<b>110</b>
<b>VIII.4.1. Entretien des bassins de décantation.....</b>	<b>110</b>
<b>VIII.4.2. Entretien des ouvrages à boues activées.....</b>	<b>110</b>
<b>VII.4.3. Traitement des boues.....</b>	<b>111</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>114</b>
<b>Chapitre IX : Des propositions pour lutter contre la pollution de l'environnement</b>	
<b>Introduction.....</b>	<b>115</b>
<b>IX.1. Les micro stations d'épurations.....</b>	<b>115</b>
<b>IX.1.1. Le fonctionnement des micro-stations d'épuration.....</b>	<b>115</b>
<b>IX.1.2. Avantages et inconvénients.....</b>	<b>119</b>
<b>IX.2. Fosse toutes eaux (FTE).....</b>	<b>119</b>
<b>IX.2.1. L'épandage souterrain dans le sol naturel.....</b>	<b>120</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>122</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>123</b>



# Liste des tableaux

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

Tableau I.1 :les caractéristiques de la station de référence .....	3
Tableau I.2: Précipitation annuelle.....	4
Tableau I.3 : Moyennes mensuelles et interannuelle des températures.....	5
Tableau I.4 : Moyenne mensuelle et annuelle de l'Evaporation.....	5
Tableau I.5 : moyenne mensuelle de la vitesse du vent.....	6
Tableau I.6 : moyenne mensuelle d'ensoleillement.....	6
Tableau I.7: évolution de la population.....	7
Tableau I.8:Classification des terres agricoles.....	8
Tableau I.9:débit des forages, puits et sources.....	10

## Chapitre II : Les procédés d'épuration biologique

Tableau II.1 : quantité de pollution exprimée en DBO5 et en MES en fonction du type de réseau de l'agglomération.....	16
Tableau II.2 : Les normes de rejet des eaux usées.....	19

## Chapitre III : Procédé d'épuration par boues activées

Tableau III.1 : classement des procédés par boues activées.....	36
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés.....	37

## Chapitre IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

Tableau IV.1: consommation en eau domestique.....	47
Tableau IV.2: Besoin en eau des équipements (horizon 2008).....	47
Tableau IV.3: Récapitulatif des besoins en eau potable et les débits des eaux usées.....	47
Tableau IV.4:Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution.....	50
Tableau IV.5: Les résultats d'analyse des eaux usées.....	50
Tableau IV.6: Récapitulatif des données de base.....	55

## Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau V.1 : espacement et épaisseur des barreaux.....	57
Tableau V.2 : Résultats du dimensionnement des grilles.....	59
Tableau V.3 : dimensions du dessableur-déshuileur.....	61
Tableau V.4 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{\text{moy h}}$ .....	63
Tableau V.5: récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.....	66
Tableau V.6: Performances des aérateurs.....	69
Tableau V.5 : Résultats de calcul d'aérateur a moyenne charge.....	73
Tableau V.6.Résultats de calcul d'aérateur a faible charge.....	80
Tableau V.7: résultats de dimensionnement du bassin de désinfection.....	83
Tableau V.8 : Calcul des ouvrages de traitement des boues à moyenne charge.....	88
Tableau V.9: Calcul des ouvrages de traitement des boues à faible charge.....	90

## Chapitre VI : Calcul hydraulique

Tableau VI.1 : Les valeurs de K, m et .....	93
Tableau VI.2 : Caractéristiques des pompes.....	94
Tableau VI.3 : dimensions de la bache d'aspiration.....	97
Tableau VI.4: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages.....	97
Tableau VI.5 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	98
Tableau VI.6 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.....	101

## Chapitre VII : Etude économique

Tableau VII.1.Le coût de terrassement de chaque ouvrage.....	103
Tableau VIII.2. Le coût du béton armé de chaque ouvrage.....	104
Tableau VII.3.Résultats de la variante à moyenne charge.....	106

**Tableau VIII.4.Résultats de la variante à faible charge.....107**

**Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station**

**Tableau.VIII.1: Observations, diagnostic et recommandations sur les unités de traitement.....112**

**Chapitre IX : Des propositions pour lutter contre la pollution de l'environnement**

**Tableau IX.1 : Degré de perméabilité du terrain.....120**

**Tableau IX.2 : Exemples de dimensionnement de l'épandage..... 121**

# Liste des Figures

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

Figure I.1 : Plan de situation de la Wilaya de BOUIRA.....	3
Figure I.2: Situation de la station d'épuration de la ville de SEG.....	12

## Chapitre II : Les procédés d'épuration biologique

Figure. II.1 : Grille manuelle.....	21
Figure. II.2 : Grille mécanique.....	21
Figure II. 3 : Bassin dessableur/deshuilleur.....	22
Figure II.4 : Schéma d'un décanteur primaire.....	22
Figure. II.5 : Schéma de principe d'une filière type par lagunage.....	25
Figure. II.6 : lagunage naturel.....	26
Figure II.7: Schéma de principe d'une filière type par lit bactérien.....	27
Figure II.8: Alimentation du lit bactérien.....	28
Figure.II.9: Schéma de principe d'une filière type de disques biologiques.....	29
Figure II.10: Disques biologiques.....	29
Figure II.11: Schéma de base du procédé de boues activées.....	30
Figure. II.12 : schéma de fonctionnement d'une station à boues activées.....	31

## Chapitre III : Procédé d'épuration par boues activées

Figure III.1: schéma d'une station de traitement par boues activées.....	35
Figure III.2: Bassin d'aération (vide) avec aérateurs de fond.....	38
Figure III.3: Bassin d'aération (plein) avec aérateurs de fond.....	38
Figure III.4: Progression de la masse microbienne.....	39
Figure III.5: Principe d'utilisation de la matière organique.....	40
Figure III.6: Décanteur secondaire.....	41

**Figure III.7: Fonctionnement d'un digesteur de STEP.....43**

**Figure III.8: Réactions biochimiques de la digestion anaérobie.....44**

### **Chapitre VI : Calcul hydraulique**

**Figure VI.1. Image de la pompe Sewatec K 350-500 / G 3E-N..... 95**

**Figure VI.2. Schéma en coupe de la pompe Sewatec K 350-500 / G 3E-N.....95**

**Figure VI.3. L'installation des pompes a fosse sèche.....96**

### **Chapitre IX : Des propositions pour lutter contre la pollution de l'environnement**

**Figure IX.1 :L'arrivée des eaux usées.....116**

**Figure IX.2 : La phase de décantation primaire.....116**

**Figure IX.3 : Le chargement.....117**

**Figure IX.4: La phase de traitement biologique.....117**

**Figure IX.5: La phase de clarification.....118**

**Figure IX.6: L'évacuation de l'eau traitée.....118**

**Figure IX.7: Recyclage de boue activée.....119**

**Figure IX.8: Coupes d'une tranchée.....121**

**Figure IX.9: Représentation d'un réseau de tranchées parallèles sur terrain plat et favorable.....122**

# LISTE DES PLANCHES

**Planche N° 01 :** Les ouvrages du traitement des eaux de la STEP de SOUR EL GHOZLANE.

**Planche N° 02 :** Le bassin d'aération de la STEP de SOUR EL GHOZLANE.

**Planche N° 03 :** Les ouvrages du traitement des boues de la STEP de SOUR EL GHOZLANE.

**Planche N° 04 :** Profil hydraulique de la STEP de SOUR EL GHOZLANE.

**Planche N° 05 :** Vue en plan de la STEP de SOUR EL GHOZLANE.

**Planche N° 06 :** Profil en long (conduite de refoulement) de la STEP de SOUR EL GHOZLANE .

---

## *Introduction générale*

La conception des stations d'épuration en Algérie est devenue aujourd'hui une grande nécessité, surtout avec la crise du manque de l'eau potable, c'est pour cela, qu'on ne doit plus irriguer avec de l'eau potable mais avec de l'eau épurée.

De plus, les eaux usées qu'elles soient industrielles ou ménagères ne devraient pas être directement rejetées dans le milieu naturel, car elles peuvent engendrer des graves problèmes environnementaux et de santé publique. Le traitement ou l'épuration des eaux usées a donc pour objectif de réduire la charge polluante qu'elles véhiculent. Par conséquent elles devraient être dirigées vers des stations d'épuration dont le rôle est de concentrer la pollution contenue dans les eaux usées sous forme d'un petit volume d'un résidu, les boues, et de rejeter une eau épurée répondant à des normes bien précises, et cela grâce à des procédés physico-chimiques ou biologiques.

Dans notre cas, les eaux usées de la ville de Sour El Ghazlane sont déversées directement dans l'Oued Lekhal ; c'est ce qui nous a incité à penser à la conception d'une station d'épuration dans la ville de Sour El Ghazlane, sachant que l'activité principale des habitants de ces régions est l'agriculture, car les eaux épurées seront ensuite réutilisées en irrigation.

Pour le dimensionnement de cette station, on prévoit deux variantes, l'une à moyenne charge et l'autre à faible charge et en se basant sur plusieurs paramètres : technique, économique, environnemental, ...etc ; on pourra choisir la variante qui convient le mieux pour notre situation.

## Introduction

Avant toute élaboration d'un projet, la collecte des données concernant le site est la première chose à faire pour mieux gérer le projet. Ces dernières sont présentées comme suit :

### I.1. Situation de la ville de Sour El Ghozlane

La ville de Sour El Ghozlane est située au Sud-Est d'Alger, à 111 km par la RN n° 8 et à 30 km de Bouira son chef-lieu de wilaya. Elle est limitée :

- Au nord par les communes de Raouraoua et Ain Bessem.
- Au sud par les communes de Maamora et Dirah.
- A l'ouest par les communes de Raouraoua et Dechmia.
- A l'est par les communes d'El Hachimia et El Hakimia.

Cette région dite de Titteri, appartient à la bordure méridionale de la chaîne des Bibans. Plus au sud, débute la plaine de l'oued El Ham, dite plaine des Dayas. Il s'agit d'une région montagneuse où les reliefs dépassent souvent 1000 m d'altitude comme Djebel Dirah (1810 m).

Les contreforts des Bibans sont recouverts de vastes forêts de pin d'Alep et de chênes verts car la barrière montagneuse des Bibans provoque une nette augmentation de la pluviométrie dont la moyenne sur 25 années atteint 521 mm à Sour El Ghozlane, contre 309 mm seulement à Sidi Aissa 30 km plus au sud, ou seulement 226 mm à M'sila.

La commune de Sour El Ghozlane s'étend sur une superficie de 18 244,50 ha. Elle englobe une population de 48 341 habitants avec 40 461 habitants (soit 83,6 %) concentrés au niveau du chef-lieu. Elle est composée :

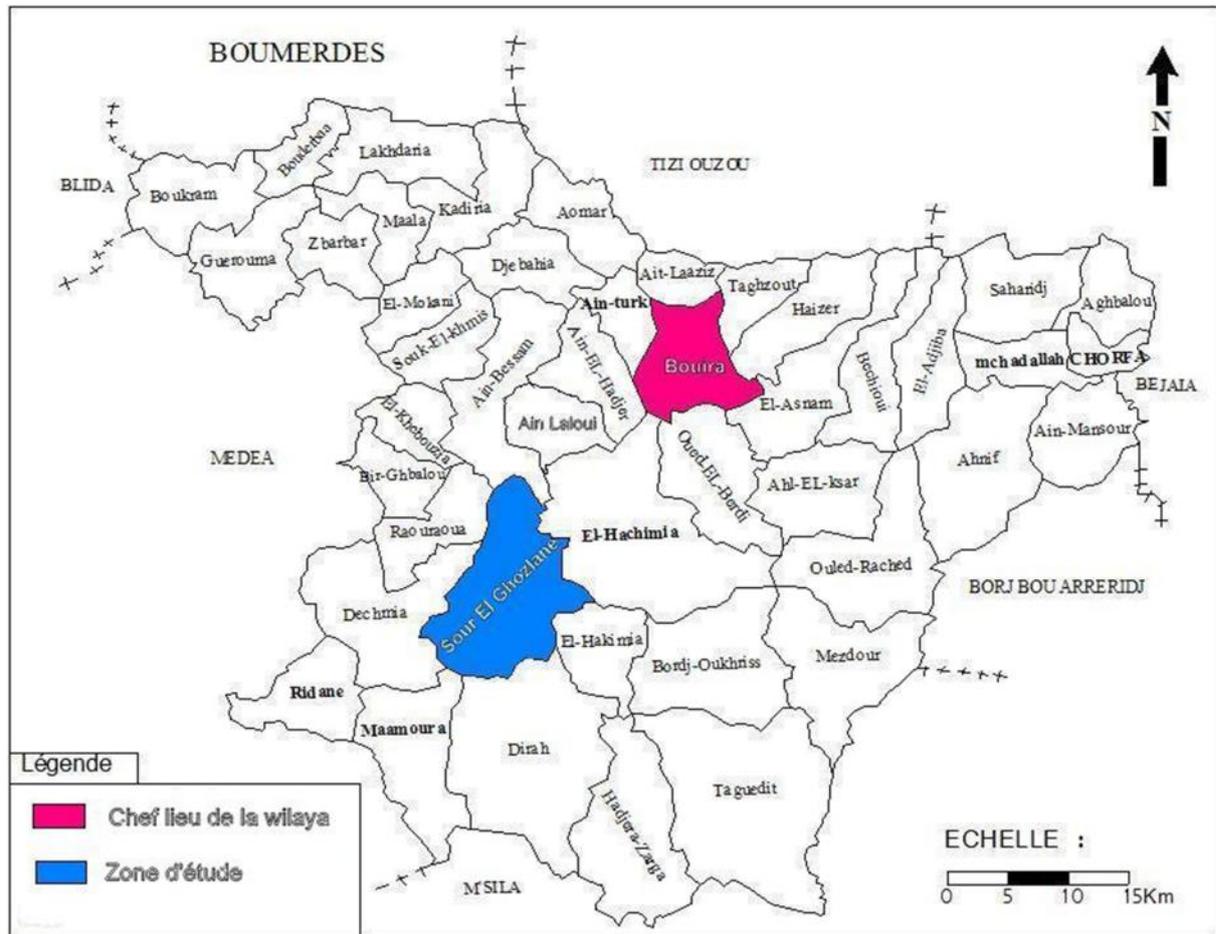
- D'un chef-lieu situé au centre de la commune, s'étendant sur une superficie de 428 ha.
- D'une agglomération secondaire dite Guelta Zerga située au Nord-Est de Sour El Ghozlane, s'étendant sur une superficie de 11,50 ha et englobant 1 885 habitants, soit 3,9 % de la population totale.
- D'une zone éparse, s'étendant sur une superficie de 17805 ha et englobant 6 042 habitants soit 12,5% de la population totale de la commune.

### I.2. Structure et développement de la ville

Le territoire communal de Sour El Ghozlane regroupe une variété d'infrastructures de desserte. L'implantation d'unités industrielles importantes telles que E.R.C.C. et E.N.A.D. a accru le rôle administratif et économique de l'agglomération.

Dans l'avenir l'attraction de Sour El Ghozlane est appelée à s'accroître si l'on tient compte de la réalisation de nouveaux projets.

Le plan d'aménagement de la wilaya en cours d'élaboration a pour orientation de donner la priorité de développement aux zones sud de la wilaya, de ce fait, Sour El Ghozlane qui est un chef-lieu de Daïra relativement structuré, exercera une attraction certaine sur la population.



Source : Atlas Wilaya

**Figure I.1 :** Plan de situation de la zone d'étude dans la wilaya de Bouira

### I.3. Les caractéristiques climatiques

L'aspect climatique est un facteur à considérer dans un projet de station d'épuration, car il intervient dans le fonctionnement du procédé d'épuration d'une part et d'autre part sur le choix du site.

Comme la région de Sour El Ghozlane (S.E.G.) est dépourvue de station météorologique (ONM), l'analyse des facteurs climatiques de la zone d'étude est basée sur les données de la station de Bouira et d'Ain Bessem. Par ailleurs, elle existe une station pluviométrique appartient à l'ANRH avec le code : 15 01 01.

**Tableau I.1:** Les caractéristiques des 3 stations de référence

Station	Longitude	Latitude	Altitude (m)	Indicatif
<b>ANRH (S.E.G)</b>	34° 41' 28'',31	36° 9' 13'',6	850	15 01 01
<b>Bouira</b>	30° 53' E	36° 23'	555	417
<b>Ain Bessem</b>	03° 32' E	36° 19'	748	415

Source: ONM, Dar El Beida

La station la plus proche et la plus représentative du climat de la région d'étude est celle d'Ain Bessem, située à environ 17 km.

A titre comparatif, on prendra la station de Bouira, qui est située à 30 km de Sour El Ghozlane.

### I.3.1. La pluviométrie (Station de S.E.G n° 15 01 01)

L'étude des précipitations est indispensable. Elle détermine les écoulements des oueds et les apports des barrages, etc...

Toute étude pluviométrique nécessite des données sur une période plus ou moins longue, homogène dépourvue d'erreurs systématique.

Nous avons donc choisi de retenir comme période, une période d'observation de (1946-1960) et de (1966-1991)

Les précipitations annuelles sont données dans le tableau I.2.

**Tableau I.2 :** Précipitation moyenne annuelle

Année	P (mm)	Année	P (mm)	Année	P (mm)
1946	385.7	1966	411.7	1981	454
1947	513.5	1967	472.7	1982	345.6
1948	433.7	1968	450	1983	255.6
1949	382	1969	471.9	1984	369.7
1950	408.2	1970	347.7	1985	410.8
1951	361	1971	653.4	1986	387.2
1952	346.2	1972	402	1987	265.1
1953	407.1	1973	401.5	1988	591
1954	370.2	1974	318.9	1989	350.2
1955	393.7	1975	466.7	1990	478.5
1956	380.6	1976	324.4	1991	492.8
1957	411.9	1977	370.2		
1958	376	1978	400.6		
1959	437.5	1979	463.1		
1960	357.5	1980	413.2		

Source : ONM, Dar El Beida

L'analyse des données pluviométriques montre que la hauteur maximale des précipitations a été enregistré en 1971 (653.4 mm), tandis que le minimum atteint en 1983 (255.6 mm).

### I.3.2. La Température

La température est un paramètre pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration. Les températures moyennes, maximales et minimales sont données dans le tableau I.3.

**Tableau I.3 :** Les moyennes mensuelles et interannuelle des températures (période : 1994-2001)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Ann
<b>Tmoy</b> (°C)	8.59	10.16	12.5	14.53	20.36	24.81	28.8	28.79	22.99	18.63	12.81	9.6	17.4
<b>Tmax</b> (°C)	11.9	14.31	17	19.04	25.23	30.58	34.68	34.51	28.14	22.52	16.56	13.1	21.9
<b>Tmin</b> (°C)	4.54	4.74	6.56	7.6	12.69	16.73	19.65	20.5	16.43	12.65	8.21	5.35	11.1

Source : ONM, Dar El Beida

L'analyse de tableau I.3 montre que les hautes températures sont enregistrées entre le mois de juin et septembre avec un maximum atteint au mois d'août (34.7 °C) ; le minimum est atteint au mois de janvier (4.5 °C).

La température moyenne annuelle est de 17 °C et de ce fait, nous la considérons comme une température favorable au bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.

### I.3.3. L'évaporation

Le tableau I.4, nous donne les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation

**Tableau I.4 :** La moyenne mensuelle et annuelle de l'Evaporation (période : 1994-2001)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Ann
<b>Evaporation</b> (mm)	68.5	75.7	109.6	133.1	182.7	259	345.2	325.1	196.7	134.2	100.2	72.6	158.5

Source : ONM, Dar El Beida

Le tableau ci-dessus fait ressortir que l'évaporation importante est en été. Elle atteint son maximum au mois de juillet avec une valeur de 345.2 mm et un minimum au mois de janvier avec une valeur de 68.5 mm. La moyenne annuelle de l'évaporation est de 158.5 mm.

### I.3.4. Le Vent

Les vents jouent un rôle important car ils conditionnent le choix de l'orientation géographique du site d'implantation. En effet, leurs directions, leurs intensités et leurs fréquences interviennent dans la propagation des poussières lors de la phase de construction de la station d'épuration et des odeurs lors de la phase d'exploitation de la station d'épuration.

Les vents dominants de la ville de Sour El Ghozlane sont de direction Nord Nord-ouest et sud sud-est. Le tableau I.5 illustre la répartition mensuelle de la vitesse du vent, exprimée en m/s.

**Tableau I.5 :** La Moyenne mensuelle de la vitesse du vent (période : 1994-2001)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Ann
<b>Vmoy (m/s)</b>	3.4	3.34	3.33	4.04	3.59	3.98	3.6	3.81	3.69	3.25	3.75	3.76	3.7

Source: ONM, Dar El Beida

La moyenne annuelle de la vitesse du vent est de 3,7 m/s.

### I.3.5. L'ensoleillement

Ce facteur est primordial pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration et ce vu l'apport que peut faire subir le rayonnement solaire sur les différents types de traitement d'éléments fondamentaux.

Les valeurs moyennes mensuelles de l'ensoleillement exprimées en heures sont données dans le tableau I.6.

**Tableau I.6 :** La Moyenne mensuelle d'ensoleillement (période : 1994-2001)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
<b>Enso (heures)</b>	163	205	247	269	293	322	344	306	255	234	186	173	2999

Source: ONM, Dar El Beida

On remarque d'après le tableau que la ville de Sour El Ghozlane est caractérisée par un bon ensoleillement. La valeur moyenne mensuelle **maximale** de l'ensoleillement est de l'ordre de 344 heures affichée au mois de juillet, tandis que la valeur moyenne mensuelle **minimale** est de l'ordre de 163 heures, affichée au mois de janvier.

## I.4. Evolution démographique

Les zones prises en considération pour l'estimation de la population et l'ensemble du chef-lieu de la commune.

Selon les données recueillies auprès de l'Office national des statistiques (ONS), les taux de croissance de la population subissent une diminution progressive.

En effet, on note :

- Un taux de 5,80 % entre les années 1977 et 1987.
- Et un taux de 4,39 % entre les années 1987 et 1998.
- Avec une population de 36 105 habitants, pour l'année 1998.

Source: D.P.A.T

#### I.4.1. Population actuelle et future

L'estimation de la population est déterminée en tenant compte du taux d'accroissement.

D'après la D.P.A.T. de la wilaya de Bouira, le taux d'accroissement de la population sera égal à une valeur constante (2,95 %), à partir de 2008 jusqu'à 2040.

Le calcul de la population s'effectue comme suit:

$$P = P_0 (1 + x)^n \dots\dots\dots(I.1)$$

Où :

**P** : représente la population projetée

**P<sub>0</sub>** : représente la population à l'année de référence

**X** : représente le taux de croissance

**n** : représente la valeur de la période

Les valeurs ainsi calculées sont consignées dans le tableau suivant :

**Tableau I.7** : Evolution de la population

Année	Population	Taux d'accroissement(%)
1998	36105	4.39
2008	48 341	2.95
2010	51234	2.95
2015	59251	2.95
2025	79243	2.95
2040	141738	2.95

Source : D.P.A.T.

## **I.5. Les équipements**

Les équipements de la commune sont situés tous au chef-lieu de ladite commune.

Les équipements qui nous intéressent sont ceux qui sont raccordés au réseau d'assainissement.

### **I.5.1. Equipement scolaires**

Le secteur éducatif de la ville de Sour El Ghozlane dispose de 25 établissements fondamentaux du premier cycle totalisant un nombre de 217 classes pour 7 595 élèves.

Le deuxième cycle dispose de 5 établissements totalise un nombre de classe de 105 classes pour 3 711 élèves.

La ville dispose de deux lycées regroupant au total 71 classes pour 2485 élèves et 30 classes pour 1 050 élèves au niveau technique.

Il existe dans la ville de Sour El Ghozlane :

- ✓ Un centre de formation paramédicale d'une capacité de 250 places.
- ✓ Un centre de formation professionnelle d'une capacité de 400 places.
- ✓ Un centre de formation de gardiens ou école de justice d'une capacité de 450 places.

### **I.5.2. Equipements sanitaires**

La ville de Sour El Ghozlane dispose d'un hôpital de 350 lits. Il est recensé :

(1) polyclinique, (1) polyclinique avec maternité, deux (2) centres de santé, (1) centre de santé avec maternité, (1) maternité rurale, (6) salles de soins, (11) pharmacies.

### **I.5.3. Station de service**

A Sour El Ghozlane, il existe 4 stations de lavage de véhicules, dont la capacité moyenne est de 10 véhicules lavés/jour.

### **I.5.4. Abattoirs**

Au niveau de la ville de Sour El Ghozlane, il existe un abattoir dont la capacité actuelle est de l'ordre de 194 têtes/jour. Cet abattoir est raccordé au réseau de la ville.

### **I.5.5. Equipements culturels et touristiques**

La ville de Sour El Ghozlane dispose deux maisons de jeunes, deux bibliothèques, (3) cinéma, d'une maison de la culture, d'une salle polyvalente, d'un musée régionale, d'un amphithéâtre, de (2) hôtels et de (12) mosquées.

## I.5.6. Les activités économiques

### I.5.6.1. Activités Industrielles

La zone d'activités de Sour El Ghozlane est située au Nord de l'agglomération chef-lieu, elle s'étend sur 24 ha, soit 5,6 % du tissu urbain.

D'autres activités sont éparpillées à l'intérieur du tissu urbain s'étendant sur 9,1 ha soit 2,1% de la surface du tissu urbain.

Les unités industrielles les plus importantes au niveau de la ville de Sour El Ghozlane sont la cimenterie ERCC (ex SNMC) et l'ENAD unité détergent.

#### ✓ E.N.A.D. Sour El Ghozlane

- Produits fabriqués : détergents en poudre et liquides.
- Agent polluants: Produits chimiques potentiellement polluant à savoir alcools gras et acides gras qui se traduisent essentiellement par des solvants et mousses.

Tous les rejets de ce complexe sont collectés, canalisés, traités et rejetés sur oued Sbisseb, affluent de l'oued Eddhous, ce qui a permis l'élimination des rejets sur le barrage Lakhal.

#### ✓ E.R.C.C. (Cimenterie)

- Produits fabriqués : Ciment.
- Agent polluants : Matières en suspension et concentration en nitrates.

### I.5.6.2. Activités agricoles

La commune de Sour El Ghozlane renferme 14 198,3 ha de terre agricoles de classe 2, 3 et 4, soit 77, 8 % de la surface totale de la commune.

Après concertation tenue au siège de l'APC, il a été délibéré par les services concernés (agriculture) que ces terres sont à rendement élevé soit de classe 2. Ceci nous a permis de faire une classification des terres agricoles selon leur valeur (classe 2 ,3 et 4).

**Tableau I.8 :** Classification des terres agricoles

Classe agricole	Surface (ha)	Pourcentage
Classe 2	1 405.7	7.7
Classe 3	8 796.9	48.2
Classe 4	3 995.7	21.9
Total	14 198.3	77.8

Source : S/Division de l'agriculture de S.E.G

La surface utile agricole (S.U.A.) est de 8894 ha. La céréaliculture constitue l'occupation dominante en matière des cultures pratiquées dans la région de Sour El Ghozlane.

La zone d'étude est caractérisée par une agriculture à vocation :

- Céréalière de superficie égale à 100 ha.
- Une arboriculture de 8 ha.
- Une occupation maraîchère de 10 ha.

### I.6. Situation actuelle de l'alimentation en eaux potable

La commune de Sour El Ghozlane est alimentée actuellement par le barrage de Kudiat Acerdoune, les sources de Dirah, Moudjana et cascades, plus quelques forages et puits.

Le débit provenant du barrage est de l'ordre de 3600 m<sup>3</sup>/j et se partage comme suit:

- 2250 m<sup>3</sup>/j pour les besoins en eau potable de la ville de Sour El Ghozlane.
- 450 m<sup>3</sup>/j pour le complexe ENAD.
- 600 m<sup>3</sup>/j pour la cimenterie.

Le débit provenant des forages, puits et des sources se présente comme suit:

**Tableau I.9 : Débit des forages, puits et sources.**

<b>Forages</b>	Becouche	2 l/s
	Deplay 1	6 l/s
	Deplay 2	8 l/s
	Souaghi	6 l/s
	Oued Lakhel	14 l/s
	Sidi-Hamza	8 l/s
<b>Puits</b>	Bendjekame	1 l/s
	Ouled Lekhal	1 l/s
<b>Sources</b>	Cascades et Moudjana	2 l/s
	Dirah	3 l/s

Source : D.R.E Bouira

Les débits des forages, puits et sources sont des débits moyens, ils sont faibles en été et importants en hiver (surtout pour les sources).

Le débit obtenu des différents forages, puits, et les sources s'élève à environ 51 l/s, soit 4406,4 m<sup>3</sup>/j; ce qui représente un débit total desservant l'agglomération chef-lieu de :

$$2250 + 4406,40 = 6656,40 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Ce débit alimente les différents réservoirs suivants :

- ❖ Réservoir Becouche, d'une capacité de 2000 m<sup>3</sup>.
- ❖ Réservoir Draa lahmar, d'une capacité de 500 m<sup>3</sup>.
- ❖ Réservoir Sidi Sadek (1,2), d'une capacité de (300 m<sup>3</sup> x 2).
- ❖ Réservoir Sidi A.K.D, d'une capacité de 500 m<sup>3</sup>.
- ❖ Réservoir Sihamidou, d'une capacité de 500 m<sup>3</sup>.
- ❖ Réservoir Bou Hay Haya I, d'une capacité de 2000 m<sup>3</sup>.
- ❖ Réservoir Bou Hay Haya II, d'une capacité de 200 m<sup>3</sup>.
- ❖ Réservoir Ain Amor, d'une capacité de 500 m<sup>3</sup>.
- ❖ Réservoir Haouch Mazouz, d'une capacité de 250 m<sup>3</sup>.

Le réservoir d'Ain Amor d'une capacité 500 m<sup>3</sup> est alimenté par une conduite de refoulement provenant du réservoir Bou Hay Haya I, quant au réservoir de Haouch Mazouz d'une capacité 200 m<sup>3</sup>, il est alimenté par le réservoir de Sidi Abdelkader.

Le réseau d'alimentation en eau potable est neuf et constitué en (PEHD). Le taux de connexion en eau potable est de 100 %. La dotation actuelle en eau potable est de 200 (l/h/j).

### **I.7. Réseau d'assainissement**

La ville de Sour El Ghozlane est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire et à l'état neuf, où 98 % de la population est raccordée au réseau d'évacuation.

Ce réseau a un linéaire de 56 333 ml et constitué en Buse (béton-comprimé).

Le réseau d'assainissement de la ville de Sour El Ghozlane, est composé de différents collecteurs qui traversent généralement la ville du sud au nord, tout en suivant les cheminements des oueds et se retrouvent en aval au niveau de la station d'épuration.

- Un premier collecteur recueille les eaux usées et les eaux pluviales de la partie Sud et de la partie centrale de la ville, il est composé de plusieurs petits collecteurs, dont:
  - ✓ Un collecteur de diamètre 500 provenant d'ouled Tadjine.
  - ✓ Un collecteur de diamètre 500 d'Ain Amor.
  - ✓ Un collecteur de diamètre 600 provenant de la ZHUN.

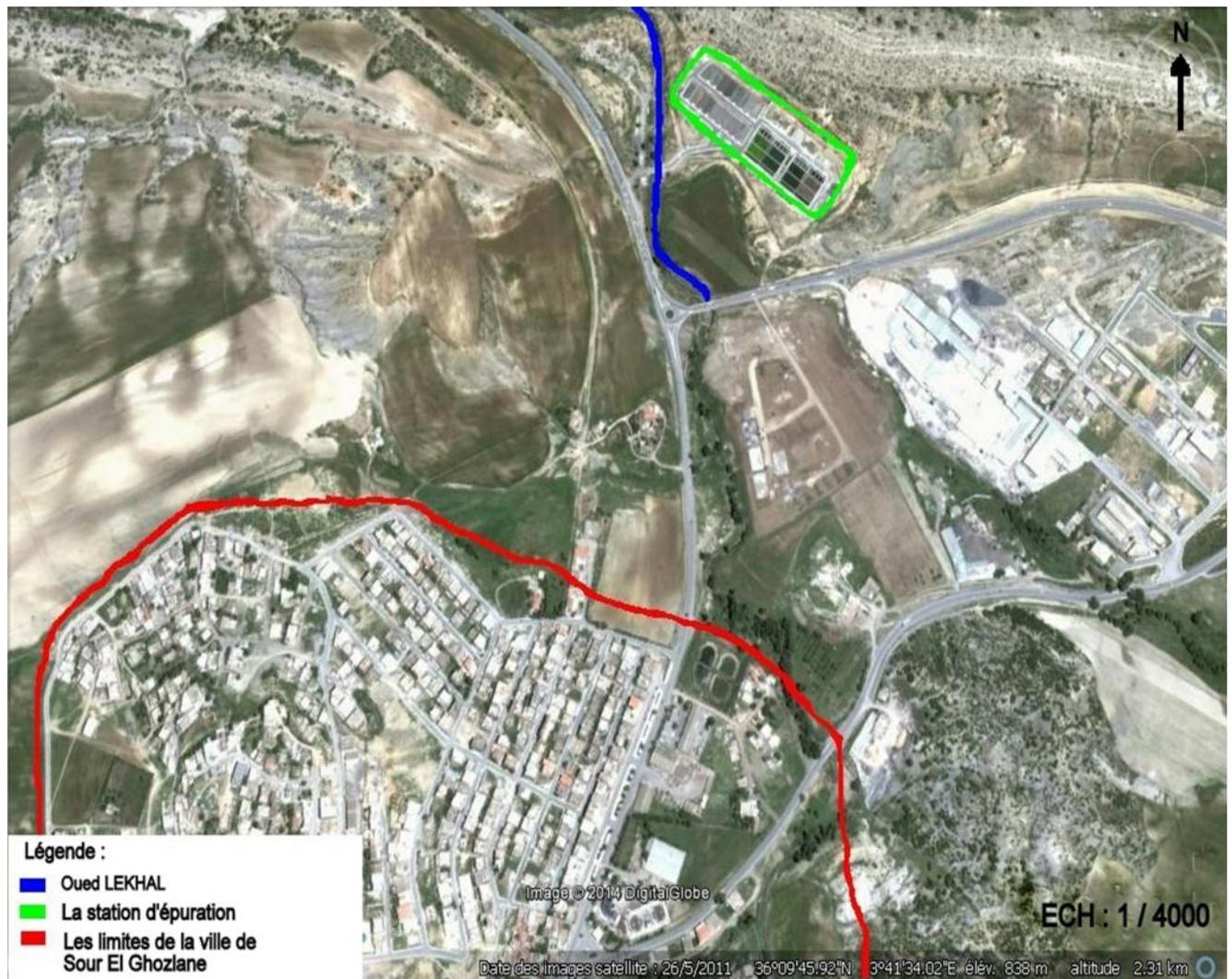
Ce collecteur suit le cheminement de l'oued jusqu'au niveau de la station d'épuration.

- Un deuxième collecteur prend en charge toute la partie ouest, il démarre avec un diamètre 800 au niveau de Si Hamidou. Ce collecteur longe la RN. 8 jusqu'au grand carrefour, puis descend vers l'Oued et suit son cheminement jusqu'à la station d'épuration.

La partie Nord-Ouest de la ville est assainie par un collecteur de diamètre 900 qui se déverse dans l'oued au niveau de la station d'épuration.

### I.8. Localisation du site de la future station d'épuration

Le site retenu pour la réalisation de la station d'épuration se trouve sur le territoire de la commune de Sour El Ghozlane et longe la RN° 8 manant d'Alger à 1.5 km au nord de l'agglomération, sur la rive droite de l'Oued Lekhal. Il s'étend sur une superficie d'environ 5ha. Le site est limité au nord par une colline, à l'est par la zone d'activité et au sud par l'Oued Lekhal.



**Figure I.2 :** Situation de la station d'épuration de la ville de Sour El Ghozlane  
(Image satellitaire non traitée)

**Conclusion**

À partir des données climatologiques des deux stations O.N.M de Bouira et Ain Bessem ainsi que station pluviométrique de l'ANRH de Sour El Ghozlane, nous avons relevé les résultats suivants:

- Le climat de la zone d'étude est de type continental avec deux saisons bien distinctes: un hiver froid, vigoureux, pluvieux et un été très chaud et très sec.
  - Les maximas des températures ne sont jamais excessifs. Le pic est atteint au mois d'août où la température arrive à 34.7 °C.
  - La vitesse du vent dans la région montre une stabilité tout au long de l'année. Et les directions des vents sont de direction Nord Nord - Ouest et Sud Sud-est.
  - La région d'étude reçoit en des pluies moyennes, avec une pluviosité maximale annuelle en 1971 de 653,4 mm, tandis que le minimum en 1983 est de 255,6 mm.
- Le nombre de population en 2008 égale à 48 341 hab et à long terme estimé à 141 738 hab en 2040.
- La ville de SEG est alimentée en eau potable à partir du barrage de Koudiat Acerdoune.
- Le réseau d'assainissement existant est de type unitaire couvrant la totalité de l'agglomération urbain avec un taux de raccordement de l'ordre de 98 %.

## Introduction

Les eaux usées quelle que soit leur origine, sont généralement chargées en éléments indésirables, qui selon leur quantité et selon leur composition, représentant un danger réel pour les milieux récepteurs ou à leurs utilisateurs. Toutefois, avant de concevoir tout procédé d'épuration, il est impératif de caractériser l'effluent à traiter, quantitativement et qualitativement.

### II.1. Origines des eaux usées

Suivant l'origine des substances polluantes, on distinguera trois types de pollution :

- ✓ Eaux usées domestiques ;
- ✓ Eaux industrielles ;
- ✓ Eaux de ruissellement.

#### II.1.1. Les eaux d'origine domestique

Provenant des habitations, véhiculée par le réseau d'assainissement jusqu'à la station d'épuration. Elles se composent de :

- Des eaux vannes d'évacuation des toilettes.
- Des eaux ménagères d'évacuation des cuisines, salles de bain.
- Des eaux usées de lavages.

Les polluants présents dans ces eaux, sont constitués en grande parties par des matières organiques, et de matières minérales. Ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension, et se caractérisent par :

1. De forte teneur en matière organique.
2. Des sels minéraux (azote, phosphore).
3. Des détergents.

#### II.1.2. Les eaux d'origine industrielle

Les eaux usées industrielles sont celles qui proviennent des diverses usines de fabrication ou de transformation. Elles peuvent contenir des substances organiques ou minérales corrosives. Les substances sont souvent odorantes, et colorées, et parfois toxiques et peuvent déstabiliser l'équilibre écologique des milieux récepteurs. Les eaux évacuées par les industries sont :

- Les eaux de fabrication qui dépendent de la nature de l'industrie ;
- Les eaux de lavage des machines ;
- Matières organiques et graisses (industries agro-alimentaires).
- Acides, bases, produits chimiques divers (industries chimiques).
- Hydrocarbures (raffineries).
- Métaux (traitement de surface, métallurgique).

Les usages industriels ont le choix entre trois possibilités :

Soit déverser leurs effluents directement dans le réseau d'égouts si l'autorisation est donnée par la commune.

Soit traiter entièrement leurs effluents avant de les rejeter directement dans le milieu naturel récepteur.

Soit effectuer un prétraitement en usine avant le rejet dans le réseau d'égouts.

### **II.1.3. Les eaux de ruissellement**

Ce sont les eaux pluviales ou de ruissellement urbain (lavage des chaussées, des marchés et des rues). Les eaux de service public contiennent des matières solides, graisses et huiles des lavages.

## **II.2. Nature de la pollution**

### **II.2.1. Pollution minérale**

Elle est constituée essentiellement des métaux lourds en provenance des industries métallurgiques, de traitement de minerais. On peut citer quelques-uns, comme le plomb, le cuivre, le fer, le zinc, le mercure. Il y'a aussi le cas de certains sels provenant de l'agriculture. Ces éléments sont non biodégradables et de ce fait un traitement tertiaire devient plus que nécessaire.

### **II.2.2. Pollution organique**

La pollution organique des eaux urbaines se compose principalement de protides ,de glucides et de lipides d'origine domestique ou industrielle (agroalimentaire). Il est à noter l'existence d'autres substances organiques utilisées ou fabriquées industriellement, c'est le cas des phénols, des aldéhydes et des composés azotés.

### **II.2.3. Pollution microbiologique**

Le rejet urbain en général présente des conditions très favorables à la prolifération de certains germes pathogènes et d'organismes bactériens. On peut citer les virus, les bactéries, et les microchampignons. Ces différents éléments garantissent une masse permanente en germes utiles à l'épuration par biodégradation.

### II.3. Importance des rejets

#### II.3.1. Types des réseaux

Il existe trois (03) principaux systèmes d'évacuation :

Système unitaire, qui collecte l'ensemble des eaux usées et des eaux pluviales.

Système séparatif, qui collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales dans des canalisations différentes.

Système pseudo-séparatif, ce système repose sur la collecte des eaux de toiture et d'espaces privés, dans la même conduite.

**Tableau II.1 :** Quantité de pollution exprimée en DBO<sub>5</sub> et en MES en fonction du type de réseau de l'agglomération

Type de réseau	DBO <sub>5</sub> (g/hab/j)	MES (g/hab/j)
Système unitaire	54	70
Système séparatif	74	90
Système pseudo-séparatif	64	80

#### II.3.2. Taille de l'agglomération

Le volume d'eau usée rejetée par habitant et par jour varie avec la taille de l'agglomération et dans certain cas selon le niveau de développement (habitude de vie des citoyens) et selon la tarification de l'eau potable et selon le type d'urbanisation.

### II.4. Les principaux paramètres de pollution

On distingue les paramètres suivants:

#### II.4.1. Les paramètres physiques

##### II.4.1. 1. La température

La température est un paramètre dont le contrôle est indispensable surtout en présence d'effluents industriels. Ce paramètre peut influencer sur la solubilité des sels, la concentration de l'oxygène dissout et sur l'activité microbienne (la dissolution de l'oxygène étant inversement proportionnelle à la température) et peut donc avoir des actions néfastes sur la faune.

##### II.4.1. 2. Le pH

Le potentiel d'hydrogène pH caractérise le degré d'acidité ou de basicité d'un milieu, il joue un rôle capital dans le traitement biologique, de préférence il doit être compris entre 6 et 8 pour une bonne performance du traitement.

**II.4.1. 3. La turbidité**

Elle indique la présence plus ou moins importante des M.E.S d'origine organique ou minérale.

**II.4.1.4. La conductivité**

Elle indique l'aptitude d'une eau à conduire le courant électrique. Celle-ci dépend de la teneur en sels dissous dans l'eau. Si les sels dissous augmentent, la conductivité augmente. Des variations de cette dernière peuvent influencer la décantation.

**II.4.1. 5. Les matières en suspensions (MES)**

Ce sont des matières solides contenues dans les eaux usées qui sont séparables par filtration, décantation ou centrifugation. Les teneurs en MES sont obtenues après séchage à 105 °C.

**II.4.1.6. Les matières volatiles en suspension (MVS) :**

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension, elles sont mesurées par calcination à 525 °C en deux heures et constituent environ 70-80 % des MES.

**II.4.1.7. Couleur et odeur**

Dans les eaux usées brutes la couleur est due à la présence de matières organique dissoute, colloïdale ou par des composés chimique solubles qui sont colorés. L'odeur est due à une fermentation des matières organiques.

**II.4.2. Les paramètres chimiques****II.4.2.1. Demande biochimique en oxygène (DBO<sub>5</sub>)**

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène exprimée en mg/l et consommée dans les conditions de l'essai d'incubation à 20°C et à l'obscurité, pendant 5 jours pour assurer par voie biologique l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète l'oxydation biologique demande un temps de 21 à 28 jours. On obtient alors la DBO ultime.

Par convention, la DBO ultime, trop longue à aboutir, est remplacée par la DBO<sub>5</sub>, c'est-à-dire par la quantité d'oxygène consommée après 5 jours d'incubation. La DBO<sub>5</sub> ne représente normalement que la pollution carbonée biodégradable.

**II.4.2.2. Demande chimique en oxygène (DCO)**

C'est la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction chimique de l'ensemble des matières organique, et minérale contenues dans l'eau usée.

➤ **Relation entre DCO et DBO<sub>5</sub>**

Le rapport DCO/DBO<sub>5</sub> donne une estimation de la biodégradabilité des eaux usées. La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposées par les micro-organismes (bactéries, champignon). [11]

➔ **Coefficient de biodégradabilité**

$$K = \text{DCO} / \text{DBO}_5 \text{ (théorique).}$$

- $K = 1$  : les eaux usées sont totalement biodégradable.
- $1 < K < 2.5$  : le traitement biologique très possible.
- $2.5 < K < 3.2$  : traitement biologique associé à un traitement physico-chimique.
- $K > 3.2$  : traitement biologique impossible.

### II.4.3. Les paramètres complémentaires

#### II.4.3.1. Le phosphore

La forme minérale prépondérante du phosphore dans l'eau est l'orthophosphate. Il provient de la dégradation de la matière organique ou des polyphosphates (utilisés dans le traitement des eaux ou comme adjuvants actifs dans les détergents). Sa présence dans l'eau peuvent également être liée à l'utilisation d'engrais, [9]

#### II.4.3.2. L'azote

L'azote se présente sous diverses formes dans les eaux usées.

- Forme oxydée : azote nitreux,  $\text{NO}_2^-$ .
- Forme moléculaire : azote dissous,  $\text{N}_2$ .
- Forme réduite : azote organique,  $\text{NH}_4^+$ .

#### II.4.3.3. L'équilibre nutritionnel

Le traitement biologique exige un certain équilibre nutritionnel qui permet la prolifération des micro-organismes responsables de la dégradation de la matière organique. Tout déséquilibre entraîne un faible rendement.

L'azote et le phosphore sont utiles pour le bon fonctionnement de l'épuration biologique. [3]

$$\text{DBO}_5/\text{N}/\text{P} = 100/5/1$$

$$\text{DBO}_5/\text{N} = 20$$

$$\text{DBO}_5/\text{P} = 100$$

$$\text{DCO}/\text{DBO}_5 = 2.5$$

#### II.4.4. Paramètres biologiques

Les micro-organismes présents dans les eaux usées sont à l'origine du traitement biologique, ils sont constitués :

- ✓ Des germes pathogènes (mycobactéries, colibacilles etc....).
- ✓ Des parasites (des œufs de vers etc....).
- ✓ Des champignons.[9]

#### II.5. Les normes des eaux résiduaires

Les normes de rejets avant ou après traitement sont destinées à la protection du milieu récepteur naturel sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau II.2:** Les normes de rejet des eaux usées

Paramètres	Unités	Valeurs Limites	Tolérances aux valeurs limites Anciennes Installations
Température	°C	30	30
PH	-	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5
MES	mg/l	35	40
Azote Kjeldahl	"	30	40
Phosphore total	"	10	15
DCO	"	120	130
DBO <sub>5</sub>	"	35	40
Substances toxiques bioaccumulable	"	0,005	0,01
Cyanures	"	0,1	0,15
Fluor et composés	"	15	20
Indice de phénols	"	0,3	0,5
Hydrocarbures totaux	"	10	15
Huiles et Graisses	"	20	30
Cuivre total	"	0,5	1
Mercure total	"	0,01	0,05
Plomb total	"	0,5	0,75

Source : Journal officiel de la République Algérienne. N°26 du 23/04/2006

## II.6. Les différents procédés d'épuration

Les eaux usées constituent un effluent très chargé en matières polluantes, nuisibles aussi bien au milieu récepteur qu'aux utilisateurs.

Pour remédier cette pollution, l'eau usée doit subir un traitement avant son rejet, le traitement comporte en général :

- Prétraitements.
- Traitement primaire.
- Traitement secondaire.
- Traitements complémentaires.
- Traitement de boues résiduaires.

### II.6.1. Prétraitements

Les prétraitements comprendront une série d'opérations qui ont pour but d'éliminer la fraction la plus grossière des particules entraînées, et de retirer de l'effluent les matières susceptibles de gêner les traitements ultérieurs. On range sous ce vocable les opérations suivantes : [9] ; [2].

- Le dégrillage.
- Le dessablage.
- Le déshuilage - dégraissage.

#### II.6.1.1. Le dégrillage

Il s'agit d'éliminer les éléments de grandes dimensions qui se trouvent dans l'eau (chiffons, matière plastiques....) et qui pourraient perturber le fonctionnement hydraulique de la station.

➤ Selon l'écartement des barreaux ou le dimensionnement des mailles on distingue :

Ñ **Le pré dégrillage** : Espacement entre les barreaux 30 à 100 mm, placé généralement en amont des pompes.

Ñ **Le dégrillage moyen** : Espacement entre les barreaux 10 à 30 mm.

Ñ **Le dégrillage fin** : Espacement entre les barreaux 3 à 10 mm.

➤ Selon la nature et l'importance des effluents à traiter, il existe différents types de grille :

- Grille manuelle : composée des barreaux en acier incliné de 60° à 80° sur l'horizontal. Elles sont réservées en petite station, le nettoyage se fait avec un râteau et se fait quotidiennement.



**Figure II.1 :** Grille manuelle

- Grille mécanique : équipées d'un râteau motorisé et animées d'un mouvement rotatif (grille courbe) ou de va et vient (grille droite), la mise en service est commandée par une horloge (cadence durée), asservie au fonctionnement du relèvement (avec temporisation de retard) .



**Figure II.2 :** Grille mécanique.

### **II.6.1.2.,Le dessablage**

Après le dégrillage, il reste encore dans l'eau des fragments solides qui peuvent décanter facilement, mais dans la dureté et la taille relativement importante, supérieur à 0.2 mm de diamètre, pourraient conduire à l'abrasion de certains éléments de la station et particulièrement les pompes.

### II.6.1.3. Le déshuilage - dégraissage

Le dégraissage et le déshuilage ont pour but d'éliminer les corps flottants les plus importants ; graisses, fibres, poils. En outre, ces séparateurs de graisse et d'huile s'ils sont suffisamment dimensionnés constituer une barrière de sécurité contre des déversements accidentels d'hydrocarbure.

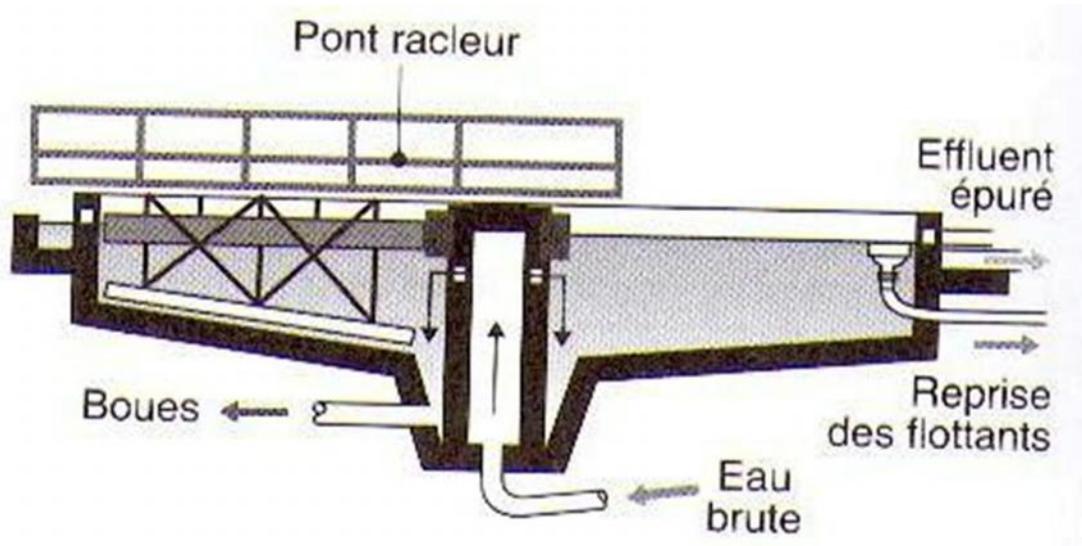


Figure II. 3 : Bassin dessableur/deshuilleur.

### II.6.2. Traitements primaires :

Après les prétraitements, il reste dans l'eau une charge polluante dissoute et des matières en suspension. Les traitements primaires ne portent que sur les matières particulaires décantables.

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé décanteur pour former les boues primaires. Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage. Ce traitement élimine 50 à 60% des matières en suspension et réduit d'environ 35% de DBO. [3]



**Figure II.4 :** Schéma d'un décanteur primaire

### II.6.3. Traitements secondaires

Ce traitement permet d'éliminer les impuretés présentes sous forme soluble, ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégées dans le traitement primaire.

En cette étape, on distingue deux types de traitement à savoir : un traitement physico-chimique et un traitement par voie biologique.

#### II.6.3.1. Traitement physico-chimique

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques ayant provoqué l'agglomération des matières en suspension (MES). Le traitement se déroule en 4 phases : [4]

##### a. Coagulation

Consiste à déstabiliser des suspensions pour faciliter leur agglomération. Il faut neutraliser leurs charges de manière à réduire leurs forces de répulsion. Ainsi, les colloïdes présents dans les eaux de rivière sont généralement chargés négativement; il faut donc ajouter des coagulants de charge positive telle que les sels de fer ou d'aluminium, minéraux ou cations trivalents employés notamment dans le traitement de l'eau potable.

##### b. Flocculation

Permet l'agglomération des particules neutralisées par la coagulation.

##### c. Neutralisation

Consiste à optimiser le pH des réactions précédentes par ajout d'une base (chaux).

##### d. Décantation

Permet la séparation des phases et donc le rejet de l'eau traitée (eau dont on a retiré les matières en suspension).

**II.6.4. Traitement biologique**

Les traitements biologiques reproduisent, artificiellement ou non, les phénomènes d'autoépurations existants dans la nature. L'autoépuration regroupe l'ensemble des processus par les quelles un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une pollution.

Les traitements biologiques permettent de faire passer les éléments présents dans l'eau sous forme soluble ou colloïdale en éléments floculables et de constituer des agrégats qui peuvent être séparés de la phase liquide.

Les principaux procédés d'épuration biologique sont :

**II.6.4.1. Les procédés biologiques extensifs**

Les solutions extensives correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration du réacteur biologique en organismes épurateurs est faible. Le système ne comporte pas de recyclage de liqueur bactérienne.

**a- l'épandage**

L'épandage fut la première méthode naturelle à adopter pour l'épuration des eaux usées, urbaines ; son principe est basé sur le principe auto épuratoire du sol, cette l'opération se passe comme suit :

- fixation des matières à épurer sur les particules de terre.
- dégradation sous l'action des microbes du sol.

**➤ Avantages**

- enrichissement du sol par les éléments nutritifs.

**➤ Inconvénients**

- risque de contamination des nappes aquifères.
- risque de colmatage des sols.
- utilisation de grandes surfaces de terrain.
- dispersion des germes pathogènes.
- procédé non utilisé en période pluvieuse

**b- Le lagunage**

Le lagunage est un procédé d'épuration naturel qu'a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées. Ces plantes sont des supports aux colonies bactériennes. On a quatre types de lagunage :

➤ **Le lagunage naturel**

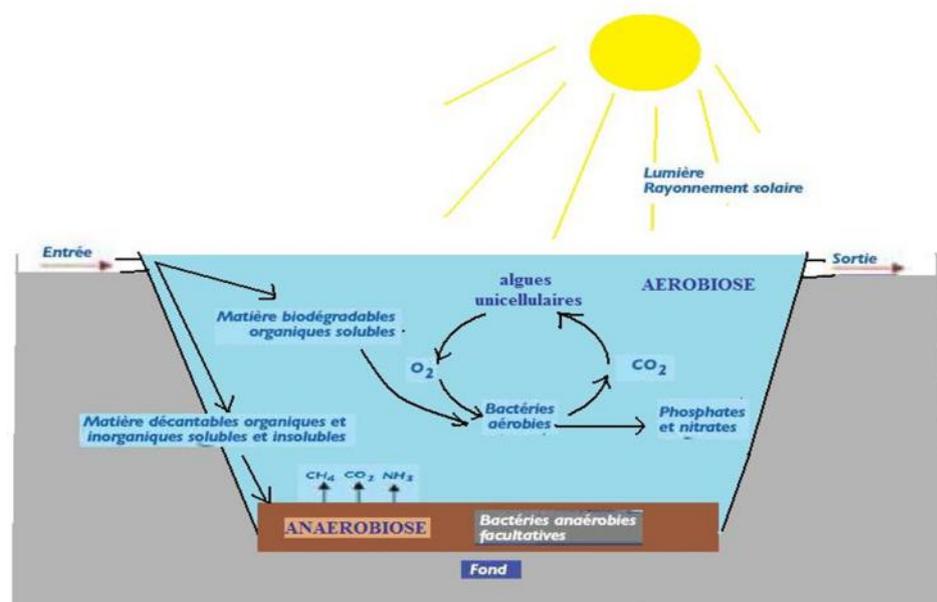
Cette technique est la plus utilisée. Le lagunage naturel se caractérise généralement par la présence de trois bassins creusés dans le sol et disposés en série, pour une surface spécifique de 10 à 15 m<sup>2</sup> et un temps de séjour des effluents de 60 à 90 jours.

➤ **Avantages**

1. généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH ;
2. bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
3. faibles coûts d'exploitation ;
4. bonne intégration dans l'environnement ;
5. bonne élimination des pathogènes ;
6. boues peu fermentescibles ;
7. raccordement électrique inutile ;
8. bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

➤ **Inconvénients**

1. emprise au sol importante ;
2. contraintes de nature de sol et d'étanchéité ;
3. variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ;
4. nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (odeurs, moustiques) ;
5. élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
6. difficultés d'extraction des boues ;
7. pas de réglage possible en exploitation ;
8. sensibilité aux effluents septiques et concentrés.



**Figure II.5 :** Schéma de principe d'une filière type par lagunage.



**Figure II.6 :** lagunage naturel

➤ **Le lagunage aéré**

Ces installations sont constituées d'une lagune d'aération et d'une lagune de décantation (sur certaines stations, il peut exister plusieurs lagunes d'aération et de décantation). La lagune d'aération est équipée de turbines flottantes ou fixes (profondeur 2 à 3m) ou de systèmes d'insufflation d'air (profondeur 3 à 5m).

➤ **Le lagunage anaérobie**

Dans la majorité des cas, les problèmes d'odeurs, liés aux faibles rendements obtenus, font que le lagunage anaérobie ne peut être utilisé. On peut toutefois envisager son utilisation comme prétraitement d'eaux industrielles très chargées à condition d'être éloigné de toute habitation. Les temps de séjour sont supérieurs à 20 jours et dépassent fréquemment 50 jours.

➤ **Le lagunage de finition**

La mise en place d'un lagunage de finition se justifie chaque fois qu'il est visé une certaine désinfection des effluents et un "lissage" de la qualité du rejet. Cela constitue un très bon complément derrière une installation boues activées aération prolongée.

#### **II.6.4.2. Les procédés intensifs**

**a- Les lits bactériens**

Ce procédé est basé sur le principe d'infiltration à travers le sol. Un lit bactérien se présente comme une colonne circulaire pouvant atteindre 4 à 5 mètres de hauteur dans laquelle se trouve un matériau poreux.

L'effluent ruisselle à la surface de la pellicule biologique qui prolifère sur le support (interstices), celle-ci renferme une forte concentration de bactéries, de champignons. Ces organismes absorbent et métabolisent la matière organique de l'effluent, l'appauvrissent progressivement au cours de son trajet.

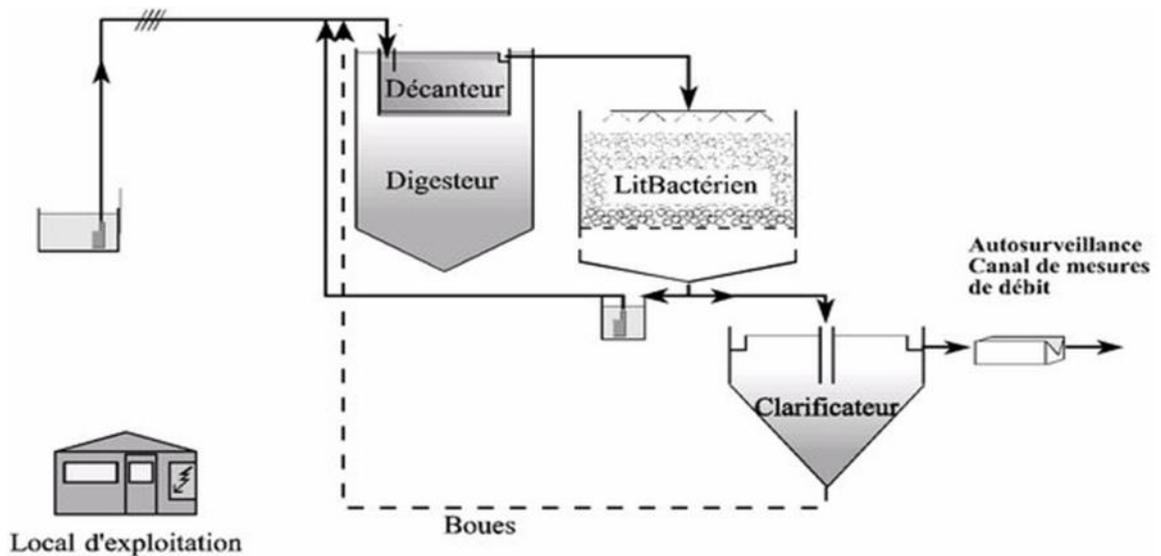
L'approvisionnement en oxygène se fait par tirage naturel assurant ainsi les besoins en oxygène de la biomasse [15].

➤ **Avantages**

1. Un choix convenable du matériau et des dimensions des pores (Augmentation de la surface spécifique) permet d'atteindre des rendements assez bons.
2. Les lits bactériens sont aussi performant dans le cas d'effluents urbains ou dans le cas de certaines industries spécifiques (agro-alimentaires, parfumeries,...).
3. L'exploitation d'une station à lit bactérien reste très simple (pas de gestion de stock de boues).

➤ **Inconvénients**

1. Nécessité d'un décanteur primaire
2. Sensibilité au colmatage
3. Nécessité d'une auto curage
4. Garnissage du lit généralement onéreux
5. Sensible au froid pour les lits plastiques
6. Cher à l'investissement
7. Prolifération des mouches et moustique



**Figure II.7 :** Schéma de principe d'une filière type par lit bactérien



**Figure II.8 :** Alimentation du lit bactérien

### **b- Le disque biologique**

Dans le procédé à biodisques, le support est constitué par des disques parallèles, régulièrement espacés sur un axe horizontal tournant à faible vitesse et immergés sur la moitié de leur hauteur. Ce mouvement induit une oxygénation de la culture pendant la période d'immersion.

Les performances de ce procédé sont liées à :

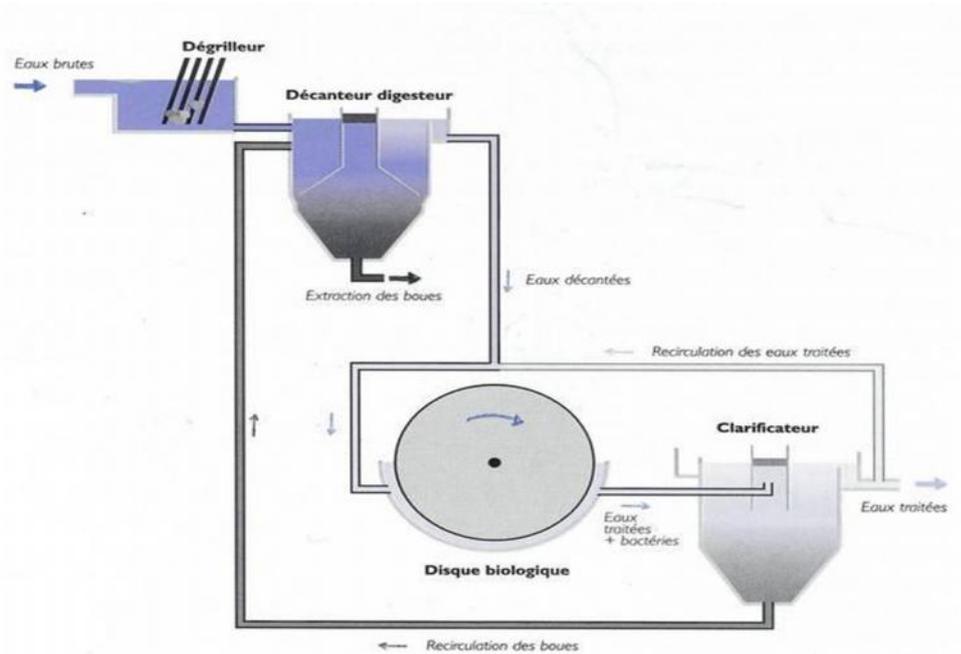
- La profondeur d'immersion des disques (généralement deux mètres) ;
- La vitesse de rotation de l'arbre qui doit être optimale pour permettre une aération et une fixation des bactéries convenable ;
- La température qui doit être comprise entre 15 et 29 °C.

#### ➤ **Avantages**

1. - Aération naturelle
2. - Absence de recyclage
3. - Faible demande énergétique

#### ➤ **Inconvénients**

Les disques biologiques ne s'adaptent pas au traitement à forte charge. Ils sont très sensibles à la qualité des eaux à traiter, aux pointes excessives des concentrations et de débits. Ils ne s'adaptent qu'au traitement des effluents de petites agglomérations.



**Figure II.9 :** Schéma de principe d'une filière type de disques biologiques.



**Figure II.10:** Disques biologiques.

### c- Les boues activées

#### Définition

L'épuration par les boues activées est un procédé dont l'objectif est de reproduire, à l'échelle industrielle, les mécanismes du pouvoir auto-épurateur des eaux naturelles de surface (lacs, rivière, ... etc.)

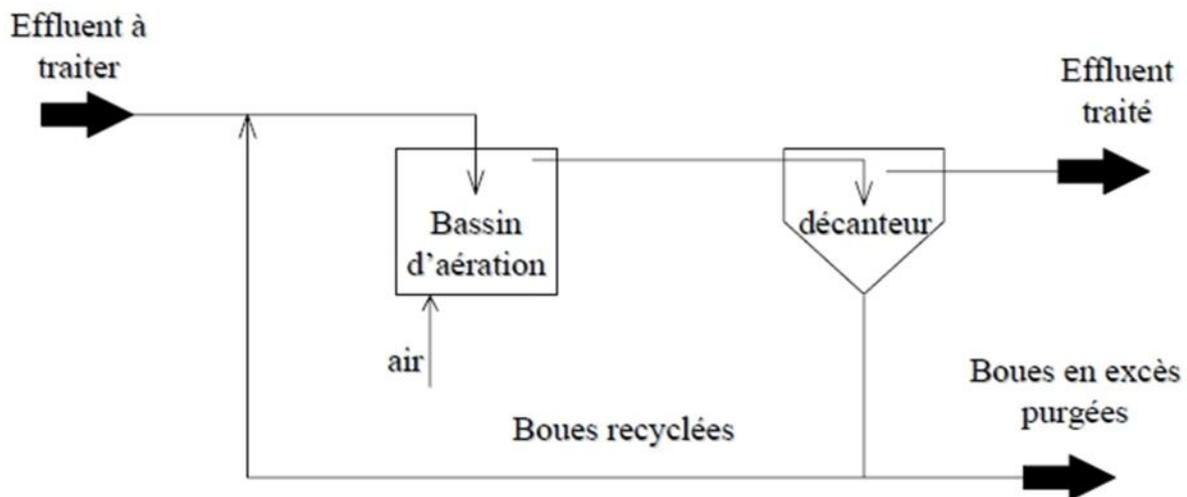
Cette appellation de boues activées trouve son origine dans l'observation lors d'une aération suffisante des eaux, de dépollution.

### Principe

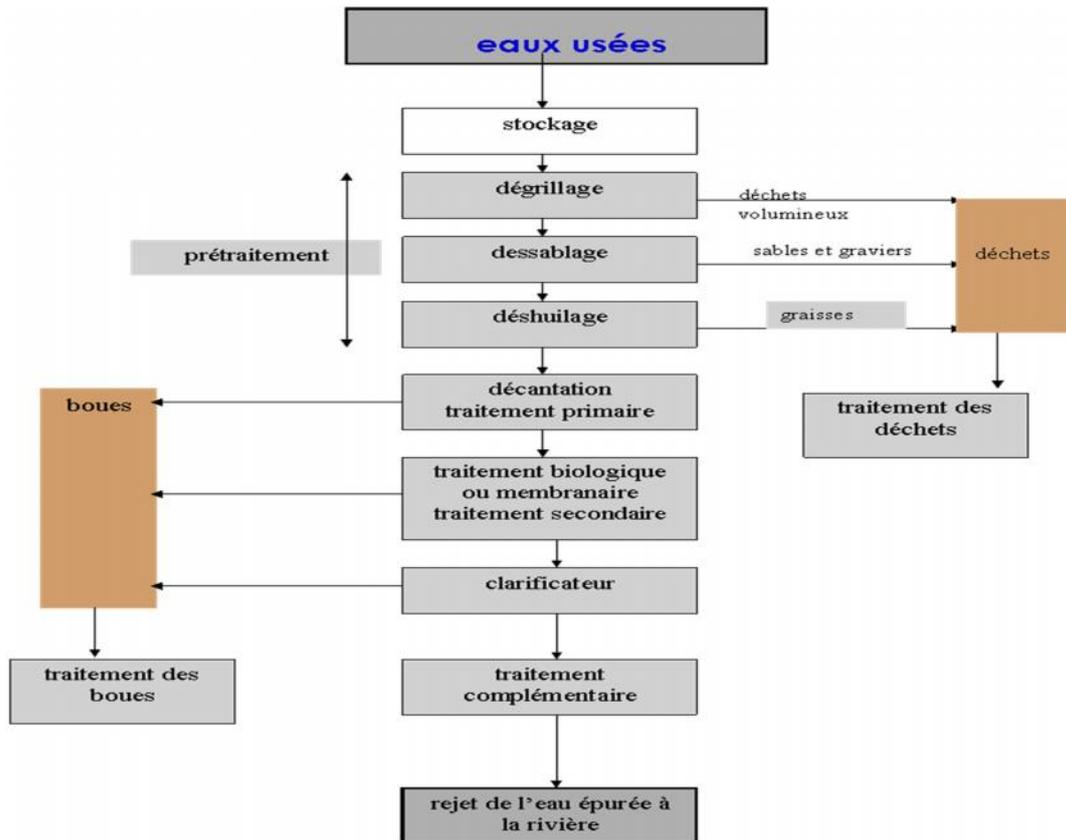
Ce traitement a pour but d'éliminer les matières organique biodégradables (solides, colloïdales ou dissoutes) contenues dans une eau usée par l'action de micro-organismes, essentiellement des bactéries, en présence d'oxygène dissous.

De plus, il peut (dans la mesure où il est conçu pour cela) transformer l'azote organique et ammoniacal en nitrates (nitrification). Ce procédé consiste à alimenter un bassin brassée et aérée (bassin d'aération) avec l'eau à épurer (effluent préalablement prétraité et décanté) L'aération peut être assurée en surface par des turbines, ou par le fond par des procédés de rampe de distribution de bulles d'air. Une culture bactérienne, dispersée sous forme des flocons (boues activées) se développe et forme avec l'eau usée une liqueur mixte.

Après un temps de contact suffisant, permettant la fixation et l'assimilation de la matière organique, cette liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur (ou décanteur secondaire) où s'effectue la séparation de l'eau épurée et des boues. Les boues décantées sont réintroduites en partie dans le bassin d'aération (recirculation des boues) pour maintenir un équilibre constant entre la quantité de pollution à traiter et la masse de bactéries épuratrice. Les boues sont évacuées du système vers le traitement des boues (extraction des boues en excès).



**Figure II.11:** Schéma de base du procédé de boues activées



**Figure II.12** : schéma de fonctionnement d'une station à boues activées

➤ **Avantages**

1. S'applique aussi bien pour les eaux résiduaires urbaines qu'industrielles.
2. Bon rendement d'épuration ( 95 %).
3. S'applique pour des grandes et petites agglomérations.
4. Possible avec ou sans décanteur primaire.

➤ **Inconvénients :**

1. Nécessité d'une aération et d'un brassage forcé.
2. Nécessité d'une recirculation.
3. Efficacité réduite en présence d'ion toxique.
4. Consommation importante d'énergie.

### II.6.5. Les traitements tertiaires ou complémentaires

La sensibilité de certains milieux récepteurs, les besoins de potabilité d'une eau, peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés.

Il s'agit notamment d'éliminer la pollution azotée et phosphorée responsable de nuisances particulières (eutrophisation, désoxygénation de l'eau,...). [2]

**II.6.5.1. Déphosphatation**

L'élimination des phosphates a un grand intérêt lorsque le rejet s'effectue dans un lac ou un cours d'eau très lent.

Les phénomènes d'eutrophisation peuvent être en effet stimulés par le déversement avec l'eau résiduaire épurée de grandes quantités de phosphates assimilables.

➤ Deux techniques d'emploi sont préconisées pour la déphosphatation :

- La précipitation simultanée par introduction d'un sel de fer ou d'alumine dans les boues activées.
- La précipitation séparée qui constitue un troisième stade d'épuration, avec floculation et décantation ou floculation.

Dans ce cas, on assure en outre une amélioration complémentaire de la qualité de l'eau épurée car l'on agit également sur les matières en suspension.

**II.6.5.2. Dénitrification :**

L'azote contenu dans les eaux urbaines s'élimine par voie biologique simultanément à la pollution carbonée à condition que les paramètres de dimensionnement des ouvrages soient définis en conséquence.

**II.6.5.3. Désinfection**

Après traitement biologique et même traitement tertiaire, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des microbes pathogènes en grandes quantités telles que les rejets hospitaliers...

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage.

Une désinfection chimique peut également être envisagée. Le réactif le plus fréquemment utilisé est l'eau de Javel, qui nécessite, pour être efficace, le maintien d'une teneur résiduelle suffisante (0,1 mg/l) et un temps de contact minimal de 20 mn.

L'effet désinfectant du chlore est d'autant plus efficace que la qualité de l'épuration qui précède son injection est meilleure.

**II.6.6. Traitement des boues**

Les boues résiduaires résultent des étapes de traitement que subissent les eaux usées, et sont dans de nombreux cas, responsables de problèmes d'exploitation importants et de désordres graves.

Avant d'être rejetées ou réutiliser, les boues doivent subir un traitement qui consiste à les épaisir, les déshydrater et les stabiliser.

Le traitement des boues doit répondre à au moins l'un des objectifs suivants :

- ✓ La réduction du volume ;
- ✓ La réduction du pouvoir fermentescible. [12]

### **Conclusion**

De manière générale, quel que soit le degré d'élaboration ou de sévérité des techniques d'épurations des eaux usées il subsistera toujours des matières organiques difficilement biodégradables, ainsi même après un traitement secondaire on retrouvera des micro-organismes ou micropolluant qui nous imposerons de prévoir un traitement tertiaire (désinfection) dans l'éventualité d'une réutilisation ultérieure de cette eau à des fins agricoles ou juste pour protéger un milieu récepteur sensible.

**Introduction**

Le procédé à boues activées a été découvert en 1914 à Manchester et repose sur la constatation suivante :

- Une eau d'égout aérée permet le développement rapide d'une flore bactérienne capable de dégrader des matières organiques polluantes. Dans les conditions idéales d'aération, les micro-organismes d'une eau usée se développent et s'agglomèrent en floccs.
- Au repos, ces derniers se séparent très bien de la phase liquide par décantation. C'est dans le clarificateur que cette séparation entre la boue et l'eau clarifiée a lieu.

**III.1. Généralités sur boues activées (cultures libres)**

Le terme « cultures libres » regroupe les procédés où l'on provoque le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de floccs au sein du liquide à traiter.

Pour cela, on utilise un bassin brassé, pour conserver en suspension la culture, dans lequel est maintenue :

- soit une concentration d'oxygène, pour les procédés aérobies ;
- soit une absence d'oxygène, pour les procédés anaérobies. [14]

Le procédé par « boues activées » est le plus commun des procédés par « cultures libres ».

Une station d'épuration par boues activées est composée essentiellement d'un bassin d'aération, précédé d'un décanteur primaire dont le but d'éliminer les matières en suspension décantables et sera suivi d'un décanteur secondaire appelé également clarificateur qui assurera la séparation de l'effluent épuré des boues qui seront en partie recyclées dans le bassin d'aération pour son réensemencement et en partie extraites (boues en excès) vers le traitement des boues.

**III.2. Composants d'une unité biologique**

Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas :

- Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.
- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épuré et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
- Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
- Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts et de favoriser la diffusion de l'oxygène. [1]

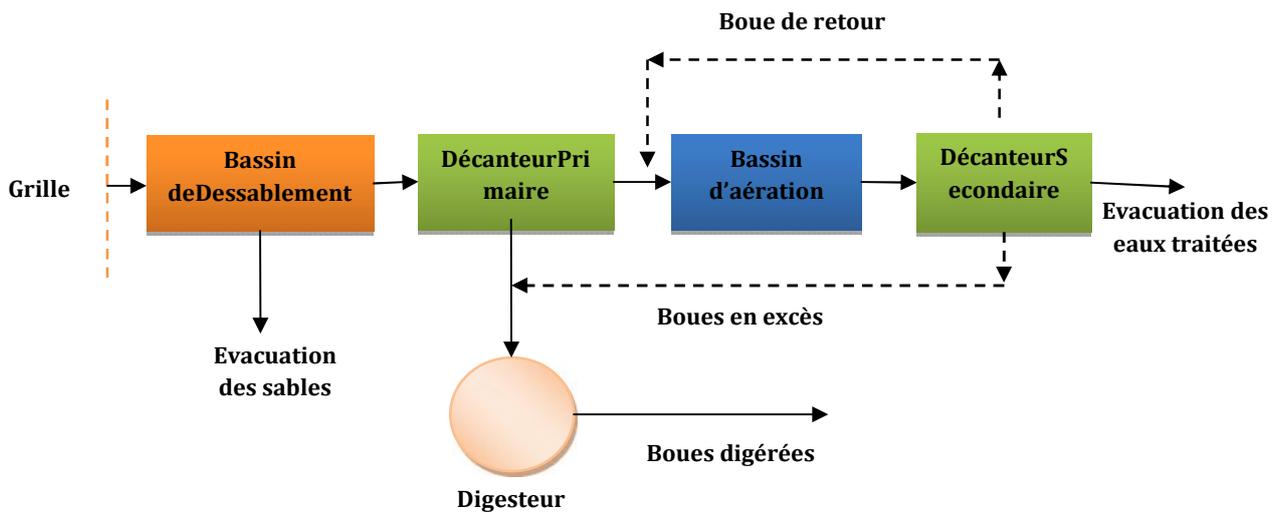


Figure III.1: Schéma d'une station de traitement par boues activées

### III.3. Classement des procédés par boues activées

En épuration d'eau usée un réacteur biologique se caractérise par les paramètres essentiels suivants : [4]

#### a. Charge massique

La charge massique  $C_m$  est le rapport entre la quantité de pollution journalière reçue en Kg de  $DBO_5$  et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur. Cette notion  $C_m$  est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement de la boue activée, tel que :

- Le rendement épuratoire.
- La production des boues.
- Le degré de stabilisation de boues en excès produites
- Les besoins en oxygène ramenés à la pollution éliminés.

#### b. Charge volumique

La charge volumique  $C_v$  est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de  $DBO_5$  au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique.

#### c. Age des boues :

L'âge des boues  $A_b$  est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station.

**Tableau III.1** : Classement des procédés par boues activées

Appellation	Charge massique (Kg DBO <sub>5</sub> /Kg MES .j)	Charge volumique (KgDBO <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> .j)	Agés des boues (jour)	Rendement R d'élimination de la DBO <sub>5</sub>
Faible charge	<b><math>C_m &lt; 0,15</math></b>	<b><math>C_v &lt; 0,40</math></b>	<b>10 à 30</b>	<b>R 90% Nitrification possible</b>
Moyenne charge	<b>0,15 <math>C_m &lt; 0,4</math></b>	<b><math>0,5 &lt; C_v &lt; 1,5</math></b>	<b>4 à 10</b>	<b>R=80 à 90% Nitrification possible aux températures élevées</b>
Forte charge	<b>0,4 <math>C_m &lt; 1,2</math></b>	<b><math>1,5 &lt; C_v &lt; 3</math></b>	<b>1,5 à 4</b>	<b>R &lt; 80%</b>

**Remarque**

- Les rendements annoncés sont donnés dans l'hypothèse d'une bonne séparation de tous les éléments décantables de la liqueur de boues activées.

**III.4. Choix du procédé d'épuration**

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés en prenant en considération leurs avantages et inconvénients qu'on va les citer ci-après :

**a. Procédé à forte charge**

Le procédé à forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

**b. Procédé à moyenne charge :**

Le procédé à moyenne charge est aussi consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

**c. Procédé à faible charge :**

Ce procédé est utilisé pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyenne collectivités. [5]

**Tableau III.2** : Avantages et inconvénients des différents procédés.

	<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
Forte charge	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ;</li> <li>- Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coût d'investissement assez important ;</li> <li>- Consommation énergétique importante ;</li> <li>- La nitrification est incomplète ou difficile ;</li> <li>- Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.</li> </ul>
Moyenne charge	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ;</li> <li>- Prend un espace moyen dans le terrain</li> <li>- Pour toute taille de collectivité.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ;</li> </ul>
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Assure une bonne élimination de DBO<sub>5</sub></li> <li>- Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ;</li> <li>- L'exploitation de telles stations est très simplifiée ;</li> <li>- Prend un petit espace dans le terrain.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le temps de séjour dans le bassin ;</li> <li>- Investissement coûteux ;</li> <li>- Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ;</li> <li>- Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.</li> </ul>

### III.5. Bassin d'aération

C'est le procédé actuellement le plus répandu pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines. C'est un procédé à culture libre qui reproduit industriellement l'effet épurateur des rivières et des étangs, le principe étant de maintenir en suspension des micro-organismes chargés de l'épuration (boues activées).

Réservé jusqu'à ces dernières années pour le traitement des rejets des grandes et moyennes agglomérations.

Il est basé sur le principe de l'autoépuration du milieu récepteur naturel avec accélération du processus. Un bassin de boues activées est un ouvrage généralement en béton armé, alimenté en continu par un effluent d'eau usée, dans lequel une population microbienne active est maintenue en suspension grâce à un dispositif mécanique qui assure l'homogénéisation et le nom de boues activées est donné aux complexes bactéries protozoaires, et matières minérales se trouvant en suspension dans les divers bassins.

➤ Ce procédé présente plusieurs avantages

- Oxydation assez poussée des matières organiques ;
- Maintien de la concentration en biomasse par recyclage ;
- Procédé très résistant aux variations de températures.



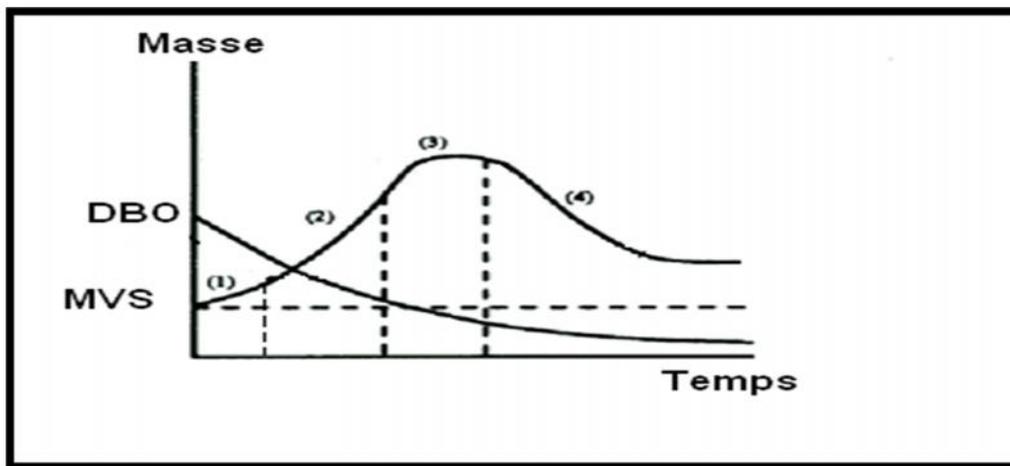
**Figure III.2 :** Bassin d'aération (vide) avec aérateurs de fond



**Figure III.3 :** Bassin d'aération (plein) avec aérateurs de fond

**III.7. Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne**

Lorsqu'on apporte des matières organiques dans un milieu microbien, et si celui-ci n'est pas dépourvu en éléments nutritifs, on assiste à une évolution progressive de la masse microbienne suivant quatre phases principales:



**Figure III.4 :** Progression de la masse microbienne

**Phase I : de latence**

Pendant laquelle les micro-organismes s'adaptent au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle, la DBO<sub>5</sub> reste pratiquement constante.

**Phase II : de croissance exponentielle**

Pendant cette phase, le milieu riche en nourriture, permet un développement rapide des bactéries. La consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire. Ainsi la DBO diminue rapidement par contre la masse des matières volatiles en suspension augmente et la masse d'oxygène présente dans le milieu décroît.

$$X = X_0 \times e^{(\mu t)} \dots\dots\dots III.1$$

X : La masse bactérienne présente au temps (t)

~ : Taux de croissance en j<sup>-1</sup>

X<sub>0</sub> : La masse bactérienne présente au temps t<sub>0</sub>

**Phase III : croissance ralentie**

Cette phase est marquée par un appauvrissement du milieu en nourriture entraînant un ralentissement de la synthèse cellulaire. On observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS.

$$\frac{dL}{L} = -K.X.dt$$

En intégrant, on aura  $\log \frac{L_f}{L_0} = -K X t \Rightarrow \frac{L_f}{L_0} = e^{-K.X.t}$

Donc :  $L_f = L_0 \cdot e^{(-K.X.t)}$

Et par un développement en série de TAYLOR :  $\frac{1}{1+x} \approx 1 - x$

on aura :  $L_f/L_0 = 1 / (1 + K X t) \dots\dots\dots (III.2)$

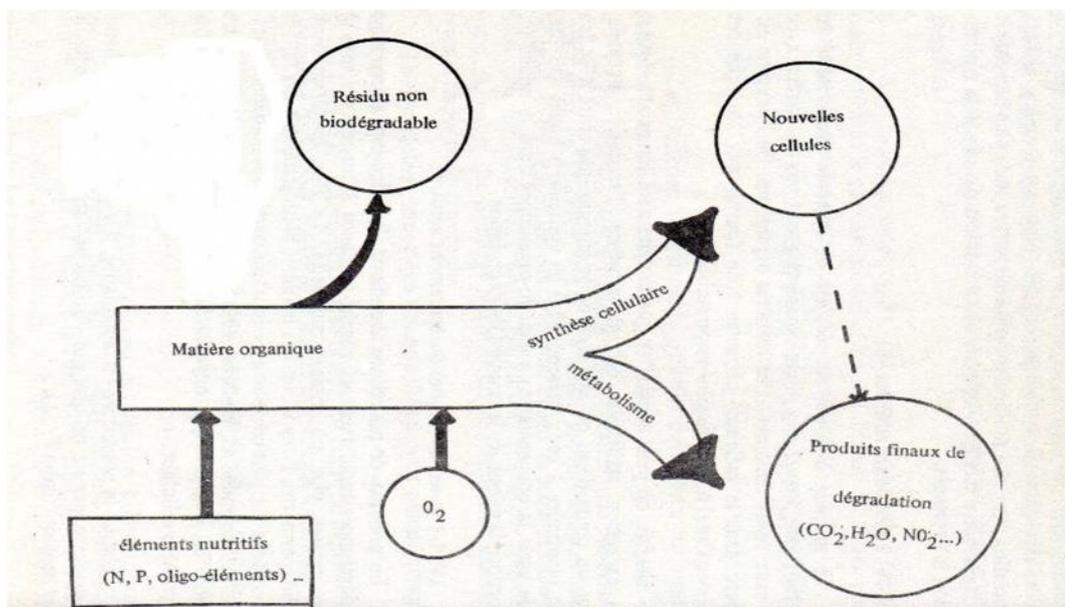
$L_f$  : Quantité de substrat final (DBO<sub>final</sub>)

$L_0$  : Quantité de substrat initial (DBO<sub>initial</sub>)

$K$  : La constante de croissance ralentie.

**Phase IV : de déclin ou phase endogène**

Dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organisme. C'est l'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>O, NO<sub>2</sub>).



**Figure III.5:** Principe d'utilisation de la matière organique

**III.8. Clarification**

**III.8.1. Fonctions du clarificateur**

Le bon fonctionnement d'une station d'épuration par boues activées exige de bien séparer l'eau traitée de la masse de boue activée de manière à produire un effluent clarifié conforme aux normes de rejet. Cette séparation solide-liquide est traditionnellement réalisée par sédimentation gravitaire dans un décanteur secondaire ou clarificateur. Le clarificateur est un composant fondamental d'un système à boues activées. Il doit combiner deux fonctions:

- **Fonction de clarification** : produire un effluent final clarifié dont la teneur en matières en suspension est généralement inférieure à 20-30 mg/l, rendement de séparation supérieur à 98 % .
- **Fonction d'épaississement** : produire un débit continu de boue concentrée pour les re-circuler dans le réacteur biologique.



**Figure III.6:** Décanteur secondaire

### III.9. Traitement tertiaire (Désinfection)

Le traitement biologique permet l'élimination des matières organiques et minérales, mais pas les bactéries (virus...etc.) or dans certain cas une désinfection est nécessaire notamment dans les zones de baignade, et pour une réutilisation agricole des eaux.

#### A- Le chlore

Il est particulièrement efficace pour détruire les bactéries, mais moins efficace contre les virus. Economiquement, c'est les procédés les plus avantageux.

Sur le plan sécurité, il nécessite d'importantes mesures de protection pour le personnel de la station d'épuration et constitue un risque pour la sécurité publique lors du transport.

Enfin, au plan environnemental, le chlore peut avoir un impact significatif sur la vie aquatique à cause de la toxicité, du chlore résiduel.

#### B- L'ozone

L'ozone à une action très rapide et efficace sur les bactéries et les virus, il génère peu de produits secondaires indésirables. Il est plus sécuritaire pour le personnel de la station d'épuration et la sécurité publique que la chloration mais son coût plus important.

Au plan environnemental, l'ozonation prévient la formation de produits organochlorés.

Aussi, même si l'ozone résiduel est très toxique, il est instable donc rapidement détruit.

### C- Le rayonnement ultra-violet

Le rayonnement ultraviolet consiste à faire passer les eaux dans un canal ouvert muni de lampes à rayons ultraviolets. Ce procédé ne forme pas de produits secondaires indésirables donc ne présente pas d'impact sur l'environnement. C'est un procédé simple et sécuritaire, l'efficacité diminue lors que la concentration en matières en suspension augmente. Economiquement les prix sont comparables aux systèmes de chloration-déchloration.

## III.10. Traitement des boues

### III.10.1. Epaissement

C'est le premier stade de réduction du volume des boues à traiter. Le dimensionnement et le coût d'exploitation de la chaîne de traitement des boues en sont directement dépendants. Le plus souvent on appelle épaissement l'augmentation de concentration des boues collectées dans les décanteurs de clarification, tout en évitant d'atteindre une valeur éventuellement incompatible avec le pompage de ces boues.

Il est possible de distinguer deux grands types d'épaissement :

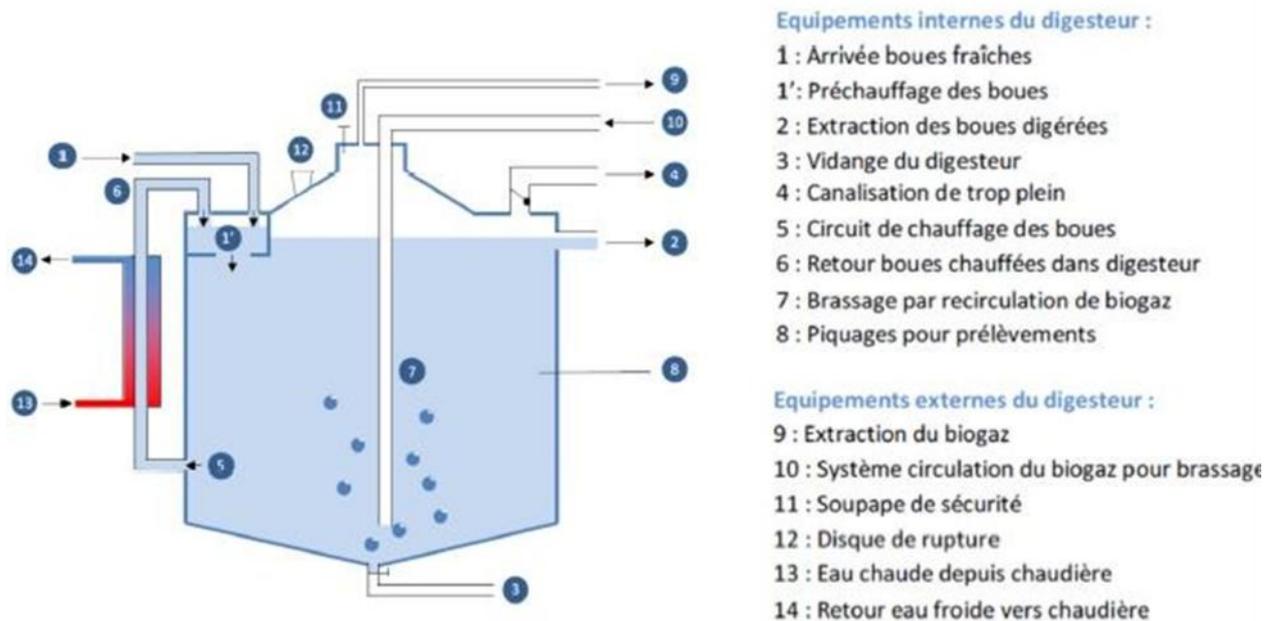
- ✓ **Epaissement gravitaire** : les boues sont épaissies par sédimentation. Le séparateur lamellaire est couramment utilisé en STEP, le flot circule lentement dans une enceinte traversée par des plaques. Chaque plaque constitue un fond sur lequel peut se déposer la matière. Le temps de sédimentation est alors réduit.
- ✓ **Epaissement mécanique** : Il existe deux principaux procédés d'épaissement mécanique :
  - L'égouttage, la boue liquide s'écoule à travers un tamis, les matières avec un diamètre supérieur à la maille sont piégées. Ce principe est utilisé par les tables d'égouttage (filtre à bandes), ou les tambours d'égouttage.
  - La centrifugation, la force centrifuge sépare l'eau des particules en suspensions.

### III.10.2. La digestion anaérobie

#### ✓ Processus

La digestion anaérobie, ou méthanisation, est l'étape qui convertit l'énergie contenue dans un déchet organique sous forme de biogaz.

La matière organique contenue dans les boues est dégradée par des microorganismes pour subvenir à leurs besoins en conditions anaérobies. Leur métabolisme conduit à la production de biogaz contenant environ 60 % de méthane.



**Figure III.7:** Fonctionnement d'un digesteur de STEP

#### ✓ Réactions biologiques

La méthanisation se déroule en quatre étapes successives :

**Hydrolyse :** Etape de solubilisation des macromolécules organiques par lyse. Elles sont transformées en glucides, protéines et lipides. Cette phase réduit la longueur des chaînes moléculaires pour faciliter l'action microbienne qui suit.

**Acidogénèse :** Les monomères formés sont dégradés en acides gras volatils (acide butyrique, propionique, acétique), en alcools, en dihydrogène et en dioxyde de carbone.

**Acétogénèse :** Les produits de la phase précédente sont convertis en acétate en dioxyde de carbone et en dihydrogène

**Méthanogénèse :** A ce stade, deux voies sont possibles, soit l'acétate est utilisé pour produire du méthane et du gaz carbonique, soit le gaz carbonique et l'hydrogène présents sont utilisés pour produire du méthane.

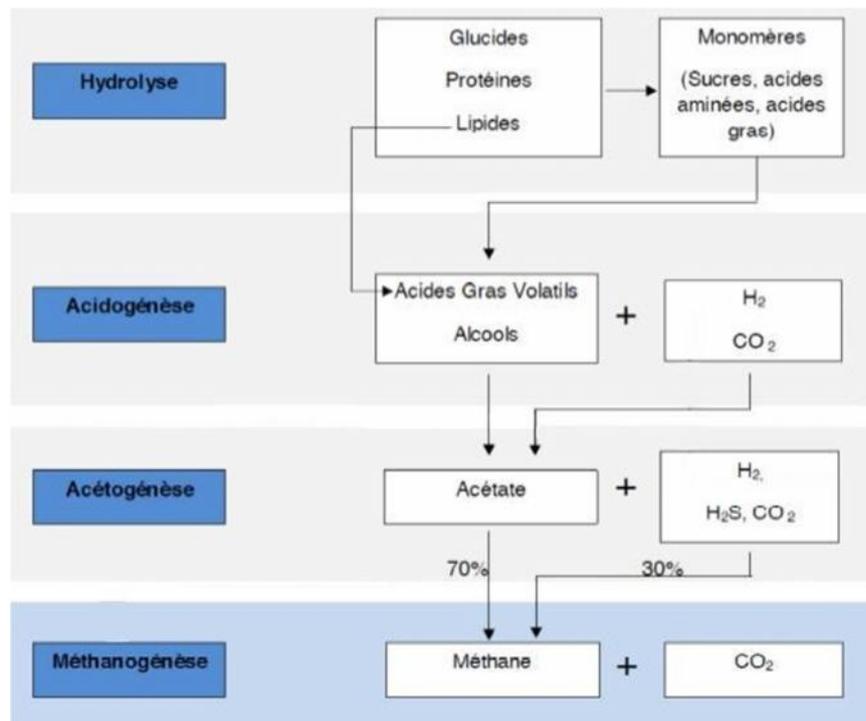


Figure III.8: Réactions biochimiques de la digestion anaérobie

#### ✓ Conditions physico-chimiques

On distingue 6 paramètres à respecter pour garantir une digestion performante :

- **Teneur en eau** : la digestion s'opère sur des substrats jusqu'à 51% de MS. Dans le cas de la digestion des boues, le substrat est liquide, la digestion se déroule à 5 % MS en moyenne.
- **pH** : neutre entre 6,8 et 8,5.
- **Conditions** : anaérobie stricte.
- **Températures** : il existe trois plages de température pour la digestion anaérobie :
  - Digestion thermophile : 50 à 58 °C
  - Digestion mésophile : 25 à 45 °C
  - Digestion psychrophile : 10 à 25 °C

La digestion en STEP est généralement mésophile. Ces gammes de températures correspondent aux plages de croissances idéales des microorganismes qui diffèrent selon la température de digestion choisie.

- **Temps de rétention hydraulique** : c'est le temps de séjour théorique des substrats dans le digesteur. La moyenne des temps de séjours en STEP est de 25 jours.

- **Charge organique** : c'est la quantité organique de matière que traite le digesteur par unité de volume et de temps. Elle s'exprime en kilogramme de Matière Volatile par mètre cube de digesteur et par jour ( $\text{kgMV}/\text{m}^3\cdot\text{j}$ ). La charge organique est idéalement de l'ordre de 2 ( $\pm 0,5$ )  $\text{kgMV}/\text{m}^3\cdot\text{j}$  en STEP.

### III.10.3. Lits de séchage

Le séchage des boues sur des lits de sables est une technique de déshydratation naturelle. Elle n'est à retenir que sur des boues bien stabilisées (digérées anaérobiquement ou éventuellement d'aération prolongée). L'aire de séchage comprend deux couches :

- Ñ Une première couche support de graviers où sont aménagés des drains.
- Ñ Une deuxième couche filtrante de sable.

Cette technique est basée sur une première phase de drainage et une deuxième de séchage atmosphérique. Cette dernière demeure tributaire des conditions climatiques. La siccité peut atteindre 40 à 60 % en cas de l'ensoleillement optimal.

### III.11. Avantages et inconvénients

#### ✓ Avantages

- Réduction de temps de séjour de la pollution et les surfaces du terrain utilisées.
- Plusieurs variantes de ce procédé ont été adoptées pour traiter, selon le cas, les eaux usées à forte, moyenne, et faible charge donnant des rendements assez appréciables.
- Recirculation de la culture bactérienne permet d'enrichir le bassin par les micro-organismes épurateurs.
- Faible influence de la température sur la cinétique de dégradation bactérienne.

#### ✓ Inconvénients

- L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente.

### Conclusion

Après avoir vu les différents types de traitement biologique, on propose d'adopter le processus par boue activée comme moyen de traitement pour le traitement des eaux usées de notre agglomération, et cela en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure ainsi que la disponibilité du terrain d'implantation du projet.

### Introduction

La station d'épuration recevra une pollution à caractère domestique prédominant. L'effluent épuré sera rejeté par la suite. Pour le dimensionnement de la station d'épuration on se basera sur le débit rejeté et les charges polluantes véhiculées par les eaux usées.

### IV.1. Détermination de la capacité hydraulique de la station

Pour la détermination de la capacité hydraulique de la station d'épuration des eaux usées de la ville de Sour El Ghozlane, nous tiendrons compte des hypothèses suivantes :

- ✓ La population aux horizons d'étude, soit : l'an 2008, 2015, 2025 et 2040.
- ✓ Selon les renseignements recueillis au niveau de la D.R.E de Bouira, le taux de raccordement est 98 %.
- ✓ La dotation actuelle en eau potable est de 200 l/hab /j. (**Source : DRE Bouira**)

#### IV.1.1.Choix de la dotation unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est évaluée en l/j/hab.

La norme de consommation dépend des critères suivants :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

#### IV.1.2. Calcul des besoins en eau

Ce calcul consiste à déterminer la consommation moyenne journalière et elle se définit comme le produit de la dotation moyenne par le nombre de consommateurs.

L'horizon d'étude de la station d'épuration est prévu pour l'année 2025 avec une extension de la station à l'horizon 2040.

**Tableau IV.1 : Consommation en eau domestique**

Année	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Cons domestique (m <sup>3</sup> /j)
2008	48 341	200	9 668
2010	51 235	200	10 247
2015	59 251	200	11 850
2025	79 243	200	15 848
2040	141 738	200	28 347

Source :D.R.E Bouira

**Tableau IV.2: Besoin en eau des équipements (Année 2008)**

Désignation	Quantités	Dotation	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Etablissements Scolaires (élève)	Primaire : 7595	30 l/élève/j	227.85
	Moyen : 3942	35 l/élève/j	138
	Lycée : 3535	60 l/élève/j	212.1
	CFP : 400	60 l/élève/j	24
	CF(Gardien) :450	60 l/élève/j	27
	Centre param : 300	60 l/élève/j	18
Equipements sanitaires	Hôpital : 350	400 l/lit/j	140
Station de lavages	40 véhicules/j	150 l/véhi	6
Abattoirs	194 Tête/j	200 l/tête	38.8
Hôtels	240 Chambres	230 l/chambre/j	55.2
Mosquées	6000 Fidèles	10 l/fidèle/j	60
<b>Total</b>			<b>947.25</b>

Source : D.R.E Bouira

On remarque que les besoins en eaux actuels pour les équipements sont à environ 15 % des besoins domestiques. A court, moyen et long terme on peut admettre ce pourcentage de (15 %) pour les équipements.

### IV.1.3. Estimation des débits des eaux usées

Pour l'estimation des débits des eaux usées, il faut tenir compte du taux de rejet des eaux usées et du taux de raccordement du réseau d'assainissement.

Ainsi les volumes journaliers des rejets seront fixés à 80 % à court, moyen et long terme.

**Tableau IV.3 :** Récapitulatif des besoins en eau potable et les débits des eaux usées.

Année	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Cons domestique (m <sup>3</sup> /j)	Consommation En eau (m <sup>3</sup> /j)	Taux de réduction (%)	Débit E.U (m <sup>3</sup> /j)
2008	48 341	200	9 668	11 118	80	8716
2010	51 235	200	10 247	11 784	80	9238
2015	59 251	200	11 850	13 627	80	10 683
2025	79 243	200	15 848	18 225	80	14 288
2040	141 738	200	28 347	32 600	80	25558

### IV.1.4. Détermination du nombre d'équivalents-habitants (E.H)

E.H=Charge de la step / rejet spécifique .....IV.1

Rejet spécifique =80% de la dotation moyenne journalière.

Soit: 200l/hab/j x 80% = 160 l/hab/j

**Pour l'horizon 2025 :**

Eq-H= 14 288/0.160 = 89 300 Eq-H

**Pour l'horizon 2040 :**

Eq-H= 25 558/0.160 = 159 738Eq-H

### IV.2.Prélèvement et échantillonnage

Dans un projet de conception d'une station d'épuration, il est impératif de connaître la qualité des eaux usées à traiter.

Toutefois, compte tenu de la diversité de la nature des eaux résiduaires, il est difficile de définir une technique de prélèvement satisfaisante.

En effet, les erreurs liées au prélèvement sont souvent supérieures aux erreurs d'analyse. Aussi, la composition des effluents résiduaires varie au cours de la journée, il importe donc de prélever les échantillons à des heures judicieusement réparties afin d'avoir un prélèvement correspondant à la composition moyenne. Il conviendrait de mentionner que les prélèvements doivent se faire au niveau du point de rejet principal du réseau à (8h, 12h et 16h).

Les prélèvements ont été effectués manuellement à l'aide d'un seau puis repartis dans des bouteilles en polyéthylène propres et rincées avec de l'eau .

Un échantillon moyen a été reconstitué et transporté dans une glacière au laboratoire de la STEP.

#### IV.2.1. Paramètres analysés [1]

Les paramètres généralement analysés sont les suivants :

- Température.
- pH.
- Conductivité.
- Matières en suspension (MES).
- Demande biochimique en oxygène (DBO<sub>5</sub>).
- Demande chimique en oxygène (DCO).

#### IV.2.2. Les méthodes d'analyses utilisées

Le tableau ci-joint illustre les méthodes d'analyses généralement utilisées pour les principaux paramètres examinés.

**Tableau IV.4:** Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution

Paramètres	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
pH	pH-mètre
Oxygène dissous	Oxymètre
Conductivité	Conductivimètre
MES	Filtration
DCO	Bichromate de potassium
DBO <sub>5</sub>	DBO-mètre
Phosphore, Sulfates, Chlorures	Colorimètre
Na, Ca, Mg	Analyse volumétrique

### IV.2.3. Résultats analytiques

Les mesures de pollution effectuées sur l'échantillon moyen prélevé ont donné les résultats présentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.5:** Les résultats d'analyse des eaux usées

Paramètres	Unité	Valeur
Température	(°C)	13
pH	/	6.89
Conductivité	(µs/cm)	1420
MES	(mg/l)	348
DCO	(mg/l)	270
DBO <sub>5</sub>	(mg/l)	254
Azote NTK	(mg/l)	20
Phosphore total	(mg/l)	2.92
MVS	(mg/l)	219
MMS	(mg/l)	129

**Source :** la STEP de S.E.G (Mars 2014)

### IV.2.4. Interprétations des résultats

#### • **Température**

L'activité biologique augmente régulièrement avec la température, ce qui influe sur le rendement d'épuration. La valeur moyenne de la température est 13°C. Cette valeur est conforme aux caractéristiques d'une eau usée urbaine et favorisent la croissance des microorganismes responsables de l'épuration et permettant ainsi des meilleurs rendements d'épuration.

#### • **pH**

La valeur moyenne de pH est de l'ordre de 6.89. Cette valeur se situe bien dans la fourchette (6,5 - 8,5) admise par les normes de rejet d'une eau usée urbaine. On peut constater que cette valeur se situe dans la bonne gamme d'activité microbienne, ce qui favorise le traitement biologique.

#### • **Matières en suspension (MES)**

Il est d'usage en traitement des eaux d'appeler "matières en suspension", des impuretés séparables par filtration ou centrifugation. Les matières en suspension comportent des matières organiques et des matières minérales. D'après la valeur obtenue (348 mg/l) au niveau du rejet, notre eau usée est chargée en matières en suspension.

#### • **Demande biochimique en oxygène (DBO<sub>5</sub>)**

La demande biochimique en oxygène représente la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour décomposer par oxydation les matières organiques contenues dans l'eau. La valeur moyenne de DBO<sub>5</sub> analysée est de 254 mg/l, nous pouvons dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine chargée en matières organiques biodégradables.

#### • **Demande chimique en oxygène (DCO)**

La demande chimique en oxygène (DCO) représentent la quantité d'oxygène nécessaire pour obtenir une bonne oxydation des matières organiques (biodégradable ou non) présentes dans l'eau. La valeur moyenne de la DCO mesurée est de l'ordre de 270 mg/l.

#### • **Le rapport DCO/DBO<sub>5</sub>**

Le rapport  $DCO/DBO_5 = 1.06 < 2$  qui correspond à un effluent facilement biodégradable.

#### • **Le Ratio (DBO<sub>5</sub>/N/P)**

Pour qu'une eau usée soit biodégradable ou traitable par voie biologique on doit avoir le rapport suivant :

$$DBO_5/N/P = 100/5/1$$

Le rapport de notre eau usée est :

$$DBO_5/N/P = 100/7.9/1.15$$

Donc le rapport est respecté.

### IV.3. Estimation des débits des eaux usées

**\* Pour l'horizon 2025 :**

#### - Débit moyen journalier

$$Q_{\text{moy j}} = 14\,288 \text{ m}^3/\text{j} \quad (\text{d'après le tableau IV.3})$$

#### - Débit moyen horaire

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{moy j}}/24 \dots \dots \dots \text{IV.2}$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy h}} = 595.33 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### - Débit de pointe en temps sec

On a la relation suivante :

$$Q_{\text{pte}} = Q_{\text{moy j}} \times C_p \dots \dots \dots \text{IV.3}$$

$C_p$  : coefficient de pointe

$$C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{\text{moy j}}} \quad \text{Si } Q_{\text{moy j}} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moy j}} \leq 2,8 \text{ l/s}$$

Dans notre cas :  $Q_{\text{moy j}} = 165.37 \text{ l/s}$

$$C_p = 1.69$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{pte}} = 279.47 \text{ l/s} \Rightarrow Q_{\text{pte}} = 1\,006.09 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### - Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station)

Le débit de pointe en temps de pluie est donné par :

$$Q_{\text{ptp}} = (3 \div 5) Q_{\text{pts}} \dots \dots \dots \text{IV.4}$$

Nous prenons :  $Q_{\text{ptp}} = 3 \times Q_{\text{pts}}$

$$\text{Donc : } Q_{\text{ptp}} = 838.41 \text{ l/s} \Rightarrow Q_{\text{ptp}} = 3\,018.28 \text{ m}^3/\text{h}$$

### - Débit diurne

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée.

$$Q_d = Q_{\text{moy } j} / 16 \dots \dots \dots \text{IV.5}$$

Donc :  $Q_d = 893 \text{ m}^3/\text{h}$

### \* Pour l'horizon 2040 :

#### - Débit moyen journalier

$Q_{\text{moy } j} = 25\,558 \text{ m}^3/\text{j}$  (d'après le tableau IV.3)

#### - Débit moyen horaire

$$Q_{\text{m h}} = Q_{\text{moy } j} / 24$$

Donc :  $Q_{\text{m h}} = 1\,064.91 \text{ m}^3/\text{h}$

#### - Débit de pointe en temps sec

On a la relation suivante :

$$Q_{\text{pte}} = Q_{\text{moy } j} * C_p$$

$C_p$  : coefficient de pointe

$$C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{\text{moy } j}} \quad \text{Si } Q_{\text{moy } j} > 2,81/\text{s}$$

$$C_p = 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moy } j} \leq 2,81/\text{s}$$

Dans notre cas :  $Q_{\text{moy } j} = 295.81 \text{ l/s}$

$$C_p = 1.64$$

Donc :  $Q_{\text{pte}} = 485.13 \text{ l/s} \Rightarrow Q_{\text{pte}} = 1\,746.47 \text{ m}^3/\text{h}$

#### - Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station)

Le débit de pointe en temps de pluie est donné par :

$$Q_{\text{ptp}} = (3 \div 5) Q_{\text{pts}}$$

Nous prenons  $Q_{\text{ptp}} = 3 * Q_{\text{pts}}$

Donc :  $Q_{\text{ptp}} = 1455.39 \text{ l/s} \Rightarrow Q_{\text{ptp}} = 5\,239.4 \text{ m}^3/\text{h}$

### - Débit diurne

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée.

$$Q_d = Q_{\text{moy}}/16$$

$$\text{Donc : } Q_d = 1597.38 \text{ m}^3/\text{h}$$

### IV.4. Détermination des charges polluantes

La charge polluante quotidienne moyenne est estimée à partir des résultats expérimentaux suivants:

- $\text{DBO}_5 = 254 \text{ mg/l.}$
- $\text{MES} = 348 \text{ mg/l.}$
- $\text{NTK} = 20 \text{ mg/l.}$
- $\text{P} = 2.92 \text{ mg/l.}$

#### \* Pour l'horizon 2025 :

$$C_{\text{BDO}_5} = 254 \times 10^{-3} \times 14\,288 = 3\,629.15 \text{ kg/j.}$$

$$C_{\text{MES}} = 348 \times 10^{-3} \times 14\,288 = 4\,972.22 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{N}} = 20 \times 10^{-3} \times 14\,288 = 285.8 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{P}} = 2.92 \times 10^{-3} \times 14\,288 = 42 \text{ kg/j}$$

#### \* Pour l'horizon 2040 :

$$C_{\text{BDO}_5} = 254 \times 10^{-3} \times 25\,558 = 6\,491.73 \text{ kg/j.}$$

$$C_{\text{MES}} = 348 \times 10^{-3} \times 25\,558 = 8\,894.18 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{N}} = 20 \times 10^{-3} \times 25\,558 = 511 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{P}} = 2.92 \times 10^{-3} \times 25\,558 = 75 \text{ kg/j}$$

Les résultats sont résumés dans un tableau récapitulatif suivant :

**Tableau IV.6:** Récapitulatif des données de base

<b>Paramètres</b>	<b>Unité</b>	<b>Horizon 2025</b>	<b>Horizon 2040</b>
Capacité	Eq-H	89 300	159 738
Débit journalier	m <sup>3</sup> /j	14 288	25 558
Débit horaire	m <sup>3</sup> /h	595.33	1 064.91
Débit diurne	m <sup>3</sup> /h	893	1 597.38
Débit de pointe en temps sec	m <sup>3</sup> /h	1 006.09	1 746.47
Débit de pointe en temps de pluie	m <sup>3</sup> /h	3 018.28	5 239.4
Charge en DBO <sub>5</sub>	Kg/j	3 629.15	6 491.73
Charge en M.E.S	Kg/j	4 972.22	8 894.18
Charge en Azote	Kg/j	285.8	511
Charge en Phosphore	Kg/j	42	75

### Conclusion

L'évaluation des débits a pour but la quantification des débits à évacuer, Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Cette évaluation des débits nous permis de procéder au calcul hydraulique c-à-d le dimensionnement de notre station d'épuration.

La DBO<sub>5</sub>, la DCO, les MES, les MVS sont moyennement élevées, le rapport DCO/DBO<sub>5</sub> qui est inférieure à 2.5 nous indique que les eaux usées sont biologiquement biodégradable.

## Introduction

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs débits et leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans le domaine d'agriculture. Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour cela deux horizons de calcul sont choisis 2025 et 2040.

### V.1. Les prétraitements

Les prétraitements ont pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers, qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager les équipements.

Les principales opérations de prétraitements sont :

- Le dégrillage tamisage.
- Le dessablage.
- Le déshuilage.

#### V.1.1. Dégrilleur

L'installation du dégrillage est constituée, pour la première tranche de traitement de deux unités parallèles équipées d'une grille grossière automatique, suivie d'une grille fine.

Les déchets retenus du dégrillage sont compactés et essorés pour réduire leur teneur en eau et limiter leur volume, puis transférés automatiquement vers les bennes de stockage.

##### V.1.1.1. Formules et lois permettant le dimensionnement

###### ➤ Méthode de KRISHMER[8]

La largeur de la grille est donnée par l'expression:

$$Lg = S \cdot \sin \alpha / H_{\max} (1 - \beta) \dots \dots \dots V.1$$

Où :

L : largeur de la grille (m).

$\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ( $\alpha = 60^\circ$ ).

$H_{\max}$  : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille  $H_{\max} = (0.15-1.5)$  m.

$\beta$  : fraction de la surface occupée par les grilles.

$$S = \frac{d}{d+e} \dots\dots\dots V.2$$

Tel que :

d : épaisseur des barreaux (cm)

e : espacement des barreaux.

**Tableau V.1 : espacement et épaisseur des barreaux [8]**

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

: coefficient de colmatage ( 0.5 pour les grilles mécaniques et 0.25 pour les grilles manuelles ).

S : section mouillée de la grille ( $S= Q_p/V$ )

V : Vitesse d'écoulement de l'effluent en (m/s), peut aller de 0.5 à 1.5m/s.

Donc :  $Lg= Q_p \cdot \sin\alpha/V \cdot H_{\max} (1- \beta)$ .

### Horizon 2040

#### Grille grossière

On a :  $Q_p= 1.46 \text{ m}^3/\text{s}$

On prend:  $\alpha = 60^\circ$ .

$V= 1 \text{ m/s}$ .

$H_{\max} = 1 \text{ m}$ .

= 0.5 (grille automatique).

$\beta = e/e+d = 2/8+2= 0.2$

Donc :  $Lg= 1.46 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1-0.2) \times 0.5$   $Lg=3.16 \text{ m}$

On prend:  **$Lg = 3.5 \text{ m}$**

#### Grille fine

On a :  $Q_p= 1.46 \text{ m}^3/\text{s}$

On prend:  $\alpha = 60^\circ$ .

$V= 1 \text{ m/s}$ .

$H_{\max} = 1 \text{ m}$ .

= 0.5 (grille automatique).

$\beta = e/e+d = 0.5/0.5+1= 0.34$

Donc :  $Lg= 1.46 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1-0.34) \times 0.5$   $Lg=3.83 \text{ m}$

On prend: **Lg = 4 m**

Calcul de la longueur :  $\sin(\alpha) = h/B$

Alors :  $B = h/\sin(\alpha) = 1/\sin 60$

**B=1.15m**

Avec :

B : longueur mouillée.

h : tirant d'eau en amont de la grille.

### Calcul des pertes de charge

Pour le calcul du dégrilleur KRISHMER a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

$$\Delta H = s \left(\frac{e}{d}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots V.3$$

Avec:

H: perte de charge(m).

d : espacement entre les barreaux (cm).

g : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

: angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

: coefficient dépendant de la forme des barreaux.

= 2.42 Pour les barreaux rectangulaires.

=1.75 Pour les barreaux circulaires.

### La grille grossière

On a :

$$s = 1,75 \text{ (Barreaux de section circulaire) [8]}$$

$$d = 8cm, e = 2cm, \alpha = 60^\circ, V = 1m/s$$

Donc :

$$\Delta H = 1,75 \left(\frac{2}{8}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2 \times 9,81} \sin 60^\circ \quad \mathbf{H = 0.012 m}$$

### La grille fine

On a :

$$s = 1,75 \text{ (Barreaux de section circulaire).}$$

$$d = 1cm, e = 0.5cm, \alpha = 60^\circ, V = 1m/s$$

Donc :

$$\Delta H = 1,75 \left( \frac{0.5}{1} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2 \times 9,81} \sin 60^\circ \quad \mathbf{H = 0.031 \text{ m}}$$

### Horizon 2025 (vérification)

#### La grille grossière

$$Lg = Q_p \cdot \sin \alpha / V \cdot H_{\max} (1 - \beta) \Leftrightarrow H = Q_p \cdot \sin \alpha / Lg \cdot V (1 - \beta)$$

$$H = 0.838 \times \sin 60^\circ / 3.16 \times 1 (1 - 0.2) \times 0.5$$

H = 0.57 m admissible.

$H_{\max}$  entre 0.15 et 1.5m

#### La grille fine

$$Lg = Q_p \cdot \sin \alpha / V \cdot H_{\max} (1 - \beta) \Leftrightarrow H = Q_p \cdot \sin \alpha / Lg \cdot V (1 - \beta)$$

$$H = 0.838 \times \sin 60^\circ / 3.83 \times 1 (1 - 0.34) \times 0.5$$

H = 0.58 m admissible.

### Calcul des volumes des déchets retenus

Le volume des déchets retenus par les grilles dépend

- Du débit de l'effluent,
- De la finesse du dégrillage.

Pour une eau usée urbaine, la quantité de déchets récupérée par les grilles par habitant et par an est estimée à :

- 5 à 10 I/hab/an pour une grille fine.
- 2 à 5 I/hab/an pour une grille grossière.

Les volumes des déchets retenus par jour:

$$\mathbf{V \text{ (m}^3\text{/j)} = \text{Nbre d'hab} \times \text{volume retenu} \times 10^{-3} / 365 \text{ jours} \dots \dots \dots \mathbf{V.4}}$$

On prend :

- 5 I/hab/an pour la grille fine.
- 2 I/hab/an pour la grille grossière.

### Horizon 2025

$$V = 89\,300 \times 7 \times 10^{-3} / 365$$

$$\mathbf{V = 1.71 \text{ m}^3\text{/j}}$$

### Horizon 2040

$$V = 159\,738 \times 7 \times 10^{-3} / 365$$

$$\mathbf{V = 3.06 \text{ m}^3\text{/j}}$$

**Tableau V.2 : Résultats du dimensionnement des grilles**

Horizon	2025	2040	2025	2040
Dégrilleur	Grille grossière		Grille fine	
largeur (m)	3.5		4	
longueur (m)	1.15			
Perte de charge (m)	0.012		0.031	
Volume des déchets(m <sup>3</sup> /j)	1.71		3.06	

**Remarque**

On prévoit deux canaux d'amenée, donc deux grilles en parallèle en conséquence les dimensions seront divisées en deux.

**V.1.2. Dessableur – dégraisseur**

Il est toujours à craindre une présence importante de sable, matières minérales en suspension et d'huiles qui peuvent perturber le traitement biologique.

Cette phase de prétraitement est réalisée dans un dessableur- déshuileur de type aéré longitudinal, l'injection de l'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques.

Il est composé de deux zones :

- l'une aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- les huiles et les graisses sont récupérées en surface. (dans une zone de tranquillisation et sont déversées dans un puisard à graisse pour être acheminées par camion vers une décharge).[8]

**V.1.2 .1. Dimensionnementdu Dessableur – dégraisseur**

Le bassin est équipé d'un pont racleur sur lequel est suspendue une pompe d'extraction des sables, les huiles sont raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

Pour dimensionner un ouvrage combiné on prend en considération les paramètres suivants : [10]

$V_e$  : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est  $0.2 < V_e < 0.5$  (m/s).

$V_s$  : Vitesse de sédimentation ( $40 < V_s < 70$  [m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h]).

L : Longueur de bassin.

H : Profondeur de bassin.

$H = (1 - 2.5)$  m.

- On opte pour un déssableur-déshuileur de forme rectangulaire.
- On dimensionne le déssableur-déshuileur de notre station pour l'horizon 2040.
  - $Q_{ptp}=5\ 239.4\text{m}^3/\text{h}$ .
  - $V_s =50\ \text{m}/\text{h}$ .
  - $h= 1\ \text{m}$ .

**-La surface horizontale**

$$S_h = Q_{ptp} / V_s = 5\ 239.4 / 50$$

$$S_h = 104.8\ \text{m}^2$$

**-Le volume**

$$V = S_h \times h$$

$$V = 104.8\ \text{m}^3$$

**- La longueur et largeur**

On prend 2 déssableurs de largeur de  $l=3\text{m}$  donc la longueur L sera :

$$L = S_h / 2 \times l$$

$$L = 104.8 / 2 \times 3$$

$$L = 17.5\text{m}$$

**-Le temps de séjour :**

$$t_s = V / Q_{ptp}$$

$$t_s = 104.8 / 5\ 239.4$$

$$t_s = 1\ \text{min}\ 12\ \text{sec}$$

**-Le volume d'air à insuffler dans le déssableur [10]**

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à  $1,5\text{m}^3$  d'air/ $\text{m}^3$  d'eau.

$$q_{air} = Q_{ptp} \cdot V \dots\dots\dots V.5$$

Avec :

V : le volume d'air à injecter ( $\text{m}^3$ ).

$Q_{ptp}$  : débit de la station.

$$\text{Donc : } q_{air} = 1.46 \times 1,5 = 2.19\text{m}^3/\text{s}$$

$$q_{air} = 2.19\ \text{m}^3\text{d'air}/\text{s}$$

Tableau récapitulatif des résultats concernant les dimensions du déssableur-déshuileur :

**Tableau V.3 : dimensions du dessableur-déshuileur**

Dimensions	unité	2040
- quantité	-	2
- longueur	m	17.5
- largeur	m	3
- hauteur	m	1.5
- volume(unitaire)	m <sup>3</sup>	52.5
- quantité d'air	m <sup>3</sup> /s	2.19
- temps de séjour	mn	1'12''

**V.1.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur**

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales. Celles-ci représentent 35% de MES.

➤ Les MES contiennent 35% des MM et 65% des MVS.

**Pour l'horizon 2025**

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est  $MES = 4\,972.22 \text{ Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :  
 $MVS = 4\,972.22 * 0.65 = 3\,231.9 \text{ Kg/j}$
- Les matières minérales contenues dans les MES sont :  
 $MM = 4\,972.22 * 0.35 = 1\,740.3 \text{ Kg/j}$
- Les matières minérales éliminées :  
Un dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales  
 $MMe = 1\,740.3 * 0.70 = 1\,218.2 \text{ Kg/j}$
- Les matières minérales à la sortie de dessableur :  
 $MMS_r = MM - MMe = 1\,740.3 - 1\,218.2 = 522.1 \text{ Kg/j}$
- Les MES à la sortie de dessableur:  
 $MES_s = MVS + MMS_r = 3\,231.9 + 522.1$   **$MES_s = 3\,754 \text{ Kg/j}$**

**Pour l'horizon 2040**

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est  $MES = 8\,894.18 \text{ Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :  
 $MVS = 8\,894.18 * 0.65 = 5\,781.2 \text{ Kg/j}$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :  
 $MM = 8\,894.18 \cdot 0.35 = 3\,113 \text{ Kg/j}$
- Les matières minérales éliminées :  
 Un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales  
 $MMe = 3\,113 \cdot 0.70 = 2\,179 \text{ Kg/j}$
- Les matières minérales à la sortie de déssableur :  
 $MMS_r = MM - MMe = 3\,113 - 2\,179 = 934 \text{ Kg/j}$
- Les MES à la sortie de déssableur:  
 $MES_s = MVS + MMS_r = 5\,781.2 + 934$  **MES<sub>s</sub> = 6 715.2 Kg/j**

## V.2. Traitement primaire

Les traitements primaires sont représentés par le phénomène de décantation, qui est une séparation solide-liquide, elle consiste en une élimination des matières en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau ; l'eau usée préalablement dégraillée et dessablée, contient encore des matières organiques et minérales décantables, qui vont subir une décantation.

Le décanteur primaire permet donc de limiter la variation de charge et la perturbation de MES dans l'aérateur. Cependant, il produit des boues instables (boues primaires) qui peuvent être une source non négligeable de nuisances olfactives (mauvaise odeurs).

Dans notre étude, on opte pour un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire, leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures.

Aussi, les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

### V.2.1. Dimensionnement du décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

- La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par : [10]

$$V_{\text{lim}} = Q_{\text{ptp}} / S \dots \dots \dots V.6$$

- Q : débit de la station.

- S : surface totale

- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. [11]
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage comprise entre 1.5 et 2m (exceptionnellement 3m) pour assurer un écoulement laminaire stable en filets parallèles.
- Les décanteurs de forme circulaire ont généralement des diamètres limités entre 50 et 60m. [3]

**Pour l'horizon 2025**

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport  $Q_{pts}/Q_{moy h}$

**Tableau V.4 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de  $Q_{moy h}$ [10]**

$K = Q_{pts} / Q_{moy h}$	2.5	3	5	8	10
$V_{lim} (m/h)$	2	2.5	3.75	5	6

$K = Q_{pts} / Q_{moy h} = 1.69$  donc d'après ce tableau on tire la vitesse  $V_{lim} = 2m/h$

Avec :

- $Q_{pts}$ : débit de pointe au temps sec.
- $Q_m$  : débit moyen horaire.

**a. Surface horizontale**

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} = 3018.3 / 2 = 1\ 509$$

$$S_h = 1\ 509\ m^2$$

- $Q_{ptp}$  : débit de la station.

**b. Volume :**

On prend  $t_s = 1,5h$

$$V = Q_p \cdot t_s = 3018.3 \times 1,5 = 4\ 527.5$$

$$V = 4\ 527.5\ m^3$$

**c. La hauteur :**

$$H = V / S_h = 4\ 527.5 / 1\ 509 = 3$$

$$H = 3\ m$$

**d. Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 4\ 527.5}{3,14 \cdot 3}} = 43.85$$

$$D = 44m$$

Avec :

- $D$  : diamètre du décanteur.
- $V$  : volume du décanteur.
- $h$  : hauteur du décanteur.

**e. Temps du séjour**

1. pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{moy} = 4\ 527.5 / 595.33 = 7.6\ h$$

2. pour le débit de pointe a temps sec :

$$T_s = V / Q_{pts} = 4\ 527.5 / 1\ 006.1 = 4.5\ h$$

**f. Calcul de la quantité de boues éliminées**

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de  $DBO_5$  et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur :

- $DBO_5 = 3\ 629.15\ Kg/j$
- $MES' = 3\ 754\ Kg/j$

**MES'** : les matières en suspension à la sortie de dessableur.

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire**

- $DBO_{5e} = 0.3 \times DBO_5 = 0.3 \times 3\,629.15 = 1\,088.7 \text{ Kg/j}$
- $MES_e = 0.6 \times MES' = 0.6 \times 3\,754 = 2\,252.4 \text{ Kg/j}$

➤ **Les charges à la sortie du décanteur primaire**

- $DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 3\,629.15 - 1\,088.7 = 2\,540.5 \text{ Kg/j}$
- $MES_s = MES - MES_e = 3\,754 - 2\,252.4 = 1\,501.6 \text{ Kg/j}$

**Pour l'horizon 2040 ( extension )**

Pour cet horizon, on dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

- |   |   |
|---|---|
| - $Q_{pts} = Q_p(2040) - Q_p(2025) = 1\,746.5 - 1\,006.1$ | $Q_{pts} = 740.4 \text{ m}^3/\text{h}$    |
| - $Q_{moy} = Q_m(2040) - Q_m(2025) = 1\,064.9 - 595.3$    | $Q_{moy} = 469.6 \text{ m}^3/\text{h}$    |
| - $Q_{ptp} = Q_p(2040) - Q_p(2025) = 5\,239.4 - 3\,018.3$ | $Q_{ptp} = 2\,221.1 \text{ m}^3/\text{h}$ |
| - $K = 740.4 / 469.6 = 1,6$                               |   |

➤ D'après le tableau V.4 la valeur de  $V_{limite} = 2 \text{ m/h}$

**a. Surface horizontale**

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} = 2\,221.1 / 2 = 1\,110.5 \quad S_h = 1\,110.5 \text{ m}^2$$

-  $Q_{ptp}$  : débit de la station.

**b. Volume**

On prend  $t_s = 1,5 \text{ h}$

$$V = Q_{ptp} \times t_s = 2\,221.1 \times 1,5 = 3\,331.7 \quad V = 3\,331.7 \text{ m}^3$$

**c. La hauteur**

$$H = V / S_h = 3\,331.7 / 1\,110.5 = 3 \quad H = 3 \text{ m}$$

**d. Le diamètre**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 3\,331.7}{3,14 \times 3}} = 37.6 \quad D = 38 \text{ m}$$

Avec :

- D : diamètre du décanteur.
- V : volume du décanteur.
- h : hauteur du décanteur.

**e. Temps du séjour :**

1. pour le débit moyen horaire.  
 $T_s = V / Q_{moy} = 3\,331.7 / 469.6 = 7,1 \text{ h}$
2. pour le débit de pointe par temps sec.  
 $T_s = V / Q_{pts} = 3\,331.7 / 740.4 = 4,5 \text{ h}$

**f. Calcul de la quantité de boues éliminées**

Pour les charges à l'entrée:

- $DBO_5 = 6\,491.73 \text{ Kg/j}$ .
- $MES' = 6\,715.2 \text{ Kg/j}$ .

**MES'** : les matières en suspension à la sortie de dessableur.

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire**

- $DBO_{5e} = 0.3 \times DBO_5 = 0.3 \times 6\,491.73 = 1\,947.5 \text{ Kg/j}$
- $MES_e = 0.6 \times MES' = 0.6 \times 6\,715.2 = 4\,029.1 \text{ Kg/j}$

➤ **Les charges à la sortie du décanteur primaire :**

- $DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 6\,491.7 - 1\,947.5 = 4\,544.2 \text{ Kg/j}$
- $MES_s = MES - MES_e = 6\,715.2 - 4\,029.1 = 2\,686.1 \text{ Kg/j}$

**Remarque**

La hauteur de revanche du bassin doit être  $h \geq 80 \text{ cm}$ . On prend  **$h=80\text{cm}$** , donc la hauteur finale est :  $3+0.8 = 3.8\text{m}$ .

**Tableau V.5:** récapitulatif des résultats des calculs du décanteur primaire

Désignation	Unités	Horizon 2025	Horizon 2040 (extension)
Volume	$\text{m}^3$	<b>4 527.5</b>	<b>3 331.7</b>
Hauteur	m	3.8	3.8
Diamètre	m	44	38
Temps du séjour pour $Q_{\text{ptp}}$	h	1,5	1,5
Temps du séjour pour $Q_{\text{pts}}$	h	4.5	4.5
Temps du séjour pour $Q_{\text{moy}}$	h	7.6	7.1

**V.3. Traitement biologique**

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant:

1. Le bassin d'aération.
2. Le décanteur secondaire.

➤ **Choix de la variante :**

Pour le dimensionnement de la station de S.E.G, on a proposé deux variantes, la première est à moyenne charge et la deuxième est à faible charge.

Pour commencer on va procéder à une étude comparative entre ces deux variantes :

**V.3.1.Étude de la variante à moyenne charge :**

Le traitement à boues activées à moyenne charge est caractérisé par les paramètres suivants :

✓ La charge massique ( $C_m$ ) :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg. MVS.j} [9]$$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de  $C_m$ :

$$C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

✓ La charge volumique ( $C_v$ ) :

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j} [9]$$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de  $C_v$  :

$$C_v = 1,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$$

$C_v$  permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

**Pour l'horizon 2025****V.3.1.1.Dimensionnement du bassin d'aération [8]**

On a :

- Débit moyen journalier  $Q_{\text{moy j}} = 14\,288 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit de pointe par temps de pluies  $Q_{\text{ptp}} = 72\,438,7 \text{ m}^3/\text{j}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin  $L_o = 2\,540,5 \text{ Kg/j}$
- $C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS.j}$

**a. Volume du bassin**

$$V_a = L_o / C_v \dots \dots \dots V.7$$

$$D'où : V_a = 2\,540,5 / 1,2 = 2\,118 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 2\,118 \text{ m}^3}$$

On divise le volume en deux, donc on aura 2 bassins d'aération.

$$V_1 = V_2 = 2\,118 / 2 = \mathbf{1\,059 \text{ m}^3}$$

**b. Hauteur du bassin**

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 4 m**

La hauteur de revanche du bassin doit être  $h \geq 80 \text{ cm}$ .

On prend **h=80cm**

**c. Surface horizontale du bassin :**

$$S_h = V / H = 1\,059 / 4 = 264,75$$

$$\mathbf{S_h = 264,75 \text{ m}^2}$$

**d. Largeur : (L= 2l)**

$$S_h = L \times l \Rightarrow S_h = 2 \times l^2 = 11,5 \text{ m}$$

$$\mathbf{l = 12 \text{ m}}$$

**e. Longueur**

$$L = 2 \times l = 2 \times 12$$

$$L = 24 \text{ m}$$

**f. La masse de boues dans le bassin**

$$X_t = L_0 / C_m \dots\dots\dots V.8$$

$$X_t = 2\,540.5 / 0.4 = 6\,351.3$$

$$X_t = 6\,351.3 \text{ Kg}$$

**g. Concentration de boues dans le bassin**

$$X_a = X_t / V \dots\dots\dots V.9$$

$$X_a = 6\,351.3 / 2\,118 = 3 \text{ kg/m}^3$$

$$X_a = 3 \text{ kg/m}^3$$

**h. Temps de séjour**

-Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{\text{moy h}} = 2\,118 / 595.33 = 3.56$$

$$T_s = 3.56 \text{ h}$$

-Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_{\text{pts}} = 2\,118 / 1006.1 = 2.1$$

$$T_s = 2.1 \text{ h}$$

-Pour le débit de pointe en temps de pluie :

$$T_s = V / Q_{\text{ptp}} = 2\,118 / 3\,018.3 = 0.7$$

$$T_s = 0.7 \text{ h}$$

**i. Concentration de l'effluent en DBO<sub>5</sub>**

$$S_o = L_0 / Q_{\text{moy j}} \dots\dots\dots V.10$$

$$S_o = 2\,540.5 / 14\,288 = 0.1778 \text{ g/l}$$

$$S_o = 177.8 \text{ mg/l}$$

**j. Charge polluante à la sortie**

La charge polluante à la sortie à une concentration  $S_f$  conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO<sub>5</sub>.

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0.03 \times 14\,288 = 428.7 \text{ Kg /j}$$

$$L_f = 428.7 \text{ Kg /j}$$

**k. Charge polluante éliminée**

$$L_e = L_0 - L_f = 2\,540.5 - 428.7 = 2\,111.8$$

$$L_e = 2\,111.8 \text{ Kg /j}$$

**l. Rendement de l'épuration biologique :**

$$e_p = (L_0 - L_f) / L_0 \dots\dots\dots V.11$$

$$e_p = (2\,111.8 / 2\,540.5) = 0.831$$

$$e_p = 83.1 \%$$

### V.3.1.2. Besoins théoriques en oxygène [3]

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène d'une part pour se nourrir et de se développer à partir de la pollution éliminée et d'autre part par la dégradation de la matière organique ; cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse cellulaire plus celle nécessaire à la respiration endogène.

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule suivante :

$$Q(O_2) = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t \dots \dots \dots V.12$$

Avec:

- $L_e$  : DBO<sub>5</sub> éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- $X_t$  : la masse totale des boues dans le bassin (kg) ou :  $X_t = X_a \cdot V$ .
- $a'$  : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution. [2]

$$0.5 < a' < 0.66 \qquad \qquad \qquad a' = 0.58$$

- $b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène [2]

$$0,06 < b' < 0.11 \qquad \qquad \qquad b' = 0.09$$

#### a. Besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = (0.58 \times 2\,111.8) + (0.09 \times 6\,351.3) = 1\,796.5 \text{ Kg } O_2/j$$

#### b. Quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2} = 1\,796.5 / 24 = 74.85 \text{ Kg } O_2/h$$

#### c. Quantité d'oxygène nécessaire par m<sup>3</sup> du bassin

$$q_{O_2} = q_{O_2} / V = 1\,796.5 / 2\,118 = 0.85 \text{ Kg } O_2/m^3j$$

#### d. Besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{O_{2pte}} = (a' \cdot L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24) \dots \dots \dots V.13$$

Avec:

$T_d$  : période diurne en heures  $T_d = 16h$ .

D'où :  $q_{O_{2pte}} = (0.58 \times 2\,111.8 / 16) + (0.09 \times 6\,351.3 / 24) = 100.4 \text{ Kg } O_2/h$ .

### V.3.1.3. Calcul des caractéristiques de l'aérateur [4]

Une oxygénation correcte dépend de la configuration du bassin et de ces relations avec le système d'aération. En conséquence, les performances d'un même système sont différentes suivant le bassin. Des essais sont donc nécessaires. Plusieurs paramètres déterminent les performances des aérateurs. On peut citer la capacité d'oxygénation (CO) ou masse d'oxygène

introduite par heure et par m<sup>3</sup> et l'apport horaire qui est l'apport horaire(AH) qui est la C.O étendue au volume du bassin. L'apport spécifique brut (ASB) est la masse d'oxygène introduite dans le bassin pour une dépense énergétique de 1 kw.

Le paramètre ASB est mesuré en eau claire. Pour tenir compte des caractéristiques des boues activées, on le pondère avec un facteur correctif global (FCG) pour établir l'efficacité réelle des systèmes d'aération. En effet, la vitesse de transfert de l'oxygène est réduite du fait de la teneur en MES. Suivant le système d'aération, ce facteur FCG varie de 0.5 à 0.7.

On a donc une perte d'efficacité de 30 à 50% en passant de l'eau claire à la boue activée. L'apport spécifique brut en boues ASB\* est égal au produit ASB×FCG.

**Tableau V.6:** Performances des aérateurs [8]

Systèmes d'aération	ASB(kgO <sub>2</sub> /kw)	FCG	ASB*(kgO <sub>2</sub> /kw)	Hauteur d'eau (m)
Aérateurs de surface				
Turbines lentes	1.5	0.7	1.05	1.8
Turbines rapides	1	0.7	0.7	1.25
Brosses	1.7	0.7	1.19	1.7
Insufflation d'air				
Moyennes bulles	1.2	0.7	0.84	2 - 8
Fines bulles	2.5	0.55	1.375	3 - 8

#### a. Calcul de la puissance de l'aération nécessaire

Les apports spécifiques des aérateurs de fond ont souvent été compris entre 0.8 et 1.4 KgO<sub>2</sub> /Kwh

$$E_n = q_{O_2} / ASB^* \dots\dots\dots V.14$$

- E<sub>n</sub> : Puissance de l'aération nécessaire.
- q<sub>O<sub>2</sub></sub> : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h).
- ASB\* : quantité d'O<sub>2</sub> par unité de puissance.

On prend : ASB\* = 1.375 kgO<sub>2</sub>/ kw

$$\text{Donc : } E_n = \frac{100.4}{1.375} = 73 \qquad \qquad \qquad E_n = 73 \text{ Kwh}$$

#### V.3.1.4. Bilan de boues [10] ; [8]

##### a. Calcul de la quantité des boues en excès

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots\dots\dots V.15$$

Avec :

- X<sub>min</sub> : Boues minérales.

- $X_{dur}$  : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. [1]
- $a_m$  : Varie entre 0,55 <  $a_m$  < 0,65. On prend  $a_m = 0,6$
- $L_e$  : Quantité de  $DBO_5$  à éliminer (Kg/j).
- $b$  : fraction de boues détruites par auto oxydation ;  $b = b'/1,42 = 0,09 / 1,42 = 0,06$
- $X_a$  : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- $X_{eff}$  : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **1 501.6Kg/j**

$$X_{min} = 525.6 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \times 976 = 292.8 \text{ Kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.6 \times 2\,111.8 = 1\,267.1 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0.06 \times 6\,351.3 = 381.1 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 \times 14\,288 = 428.7 \text{ Kg/j}$$

Alors :

$$x = 525.6 + 292.8 + 1\,267.1 - 381.1 - 428.7 = 1\,275.7 \quad \mathbf{x = 1\,275.7 \text{ Kg/j}}$$

#### b. Concentration des boues en excès :

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots \mathbf{V.16}$$

Avec :

$X_m$  : Concentration de boues en excès

$I_m$  : L'indice de Mohlman.

$I_m$  : Indique une bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100 ÷ 150)

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend :  $I_m = 120$

$$X_m = \frac{1200}{125} \quad \mathbf{X_m = 9.6 \text{ Kg/m}^3}$$

#### c. Débit de boues en excès :

Ce débit est donné par :  $Q_{excés} = \frac{\Delta x}{X_m} = \frac{1\,275.7}{9.6} = 132.9 \quad \mathbf{Q_{excés} = 132.9 \text{ m}^3/\text{j}}$

#### d. Débit spécifique de bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

-  $V$  : volume de bassin

Donc :  $q_{sp} = \frac{1275.7}{2118} \quad \mathbf{q_{sp} = 0.6 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}}$

**e. Boues recyclées**

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aérations.

**f. Taux de recyclage**

- Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.
- Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots V.17$$

Avec :

R : taux de recyclage(%)

[X<sub>a</sub>] : concentration des boues dans le bassin= **3 Kg/m<sup>3</sup>**

$$R = \frac{100 * 3}{\frac{1200}{125} - 3} \qquad \qquad \qquad \mathbf{R= 45.5 \%}$$

**g. Débit des boues recyclées**

$$Q_r = R \times Q_j$$

Donc :

$$Q_r = 0.455 \times 14\,288 = 6\,501 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q_r = 6\,501 m^3/j}$$

**h. Age des boues**

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots V.18$$

$$\text{Donc : } A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{6\,351.3}{1275.7} = 4.98 \qquad \qquad \qquad \mathbf{A_b= 4.98 \text{ jours}}$$

**Remarque**

Cette valeur obtenue est conforme à la moyenne charge dont l'âge des boues est compris entre 4 et 10 jours.

**V.3.1.5. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)**

Le but du décanteur secondaire est la séparation de floc biologique de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont renvoyées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

Nous optons pour un décanteur de forme circulaire, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès.

❖ **Données de base**

- Le temps de séjour :  **$t_s = (1,5 \div 2)$  heure** .On prend  **$t_s = 1,5h$** . [13]
- Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) :  $Q_{ptp} = 3\,018.3 \text{ m}^3/h$

**a. Volume du décanteur :**

$$V = Q_p \times t_s = 3\,018.3 \times 1,5 = 4\,527.5 \text{ m}^3 \qquad \mathbf{V = 4\,527.5 \text{ m}^3}$$

**b. Hauteur du clarificateur**

Hauteur du décanteur est :  $H = (3 \div 5)$  m. [8]

On prend :  **$H = 3m$**

**c. Diamètre du décanteur :**

Sachant que notre bassin a une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4.V'}{f.H}} = \sqrt{\frac{4 \times 4527.5}{3,14 \times 3}} = 44m. \quad \mathbf{D = 44 \text{ m}}$$

**d. Temps de séjour**

$$T_s = V / Q$$

-Au débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{mh} \Rightarrow T_s = 4\,527.5 / 595.3 = 7.6 \text{ h} \qquad \mathbf{T_s = 7.6h}$$

-Au débit de pointe à temps sec :

$$T_s = V / Q_{pts} \Rightarrow T_s = 4\,527.5 / 1\,006.1 = 4.5 \text{ h} \qquad \mathbf{T_s = 4.5h}$$

**Pour l'horizon 2040**

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons.

Le calcul du traitement secondaire à l'horizon 2040 sera effectué de la même manière que celui fait à l'horizon 2025.

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2040 sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau V.5 : Résultats de calcul d'aérateur et de clarificateur a moyenne charge**

Désignations	Unités	2025	2040
<b>Données de base</b>	-	-	-
Débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$	m <sup>3</sup> /j	14 288	11 270
Débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$	m <sup>3</sup> /h	595.4	469.6
Débit de pointe par temps de pluies $Q_{ptp}$	m <sup>3</sup> /h	3 018.3	2 221.1
Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0$	Kg/j	2 540.5	4 544.2
Concentration de l'effluent en DBO <sub>5</sub> $S_0$	mg/l	177.8	177.8
Charge polluante à la sortie $L_f$	Kg/j	428.7	766.8
Charge polluante éliminée $L_e$	Kg/j	2 111.8	3 777.4
Rendement de l'épuration biologique $R$	%	83,8	83,8
<b>Dimensionnement du bassin d'aération</b>			
nombre de bassins	-	2	1
Volume du bassin $V$	m <sup>3</sup>	1 059	1 669
Hauteur du bassin $H$	m	4.8	4.8
Surface horizontale du bassin $S_h$	m <sup>2</sup>	264.8	417.3
Largeur du bassin $l$	m	12	14.5
Longueur du bassin $L$	m	24	29
La masse de boues dans le bassin $X_t$	Kg	6 351.3	5 009.2
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m <sup>3</sup>	3	3
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{moy\ h}$	h	3.56	3.56
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{pts}$	h	2.1	2.1
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{ptp}$	h	0.7	0.7
<b>Caractéristiques de l'aérateur</b>			
puissance de l'aération nécessaire	Kw	73	57.5
<b>Besoin en oxygène</b>			
Quantité d'oxygène journalière	KgO <sub>2</sub> /j	1 796.5	845.2

**Tableau V.5** : Résultats de calcul d'aérateur et de clarificateur a moyenne charge (suite)

Quantité d'oxygène horaire	KgO <sub>2</sub> /h	74.85	35.2
Quantité d'oxygène nécessaire pour un m <sup>3</sup>	KgO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup> j	0.85	0.51
Quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe	KgO <sub>2</sub> /h	100.4	79.1
<b>Bilan de boues</b>			
Quantité des boues en excès $x$	Kg/j	1 275.7	1 006.2
Concentration de boues en excès $X_m$	Kg/m <sup>3</sup>	9.6	9.6
Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	m <sup>3</sup> /j	132.9	104.8
Le débit spécifique par m <sup>3</sup> de bassin $q_{sp}$	Kg/m <sup>3</sup> .j	0.6	0.6
Le taux de boues recyclées R	%	45.5	45.5
Le débit des boues recyclées $Q_r$	m <sup>3</sup> /j	6 501	5 127.9
Age des boues $A_b$	j	4.98	4.98
<b>Dimensionnement du décanteur secondaire</b>			
nombre de bassins	-	1	1
Volume du bassin V	m <sup>3</sup>	4 527.5	3 331.7
Hauteur du décanteur H	m	3.8	3.8
Le diamètre du décanteur D	m	44	38
Le temps de séjours pour débit moyen horaire $t_s$	h	7.6	7.1
Le temps de séjours pour débit de pointe $Q_{pts}$	h	4.5	4.5
Le temps de séjours pour débit de pointe $Q_{ptp}$	h	1.5	1.5

### V.3.2. Étude de la variante à faible charge

Le traitement biologique par boues activées à faible charge abouti à la formation d'une boue stable non fermentescible en admettant l'eau brute simplement dégrossie (sans décantation primaire c.à.d. le décanteur primaire sera supprimé dans le traitement à faible charge.)

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

✓ **Charge massique**

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

On prendra :  $C_m = 0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

✓ **Charge volumique**

$$0,3 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

On prendra :  $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$

**Pour l'horizon 2025****V.3.2.1. Dimensionnement du bassin d'aération**

On a :

- Débit moyen journalier  $Q_{moyj} = 14\,288 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit de pointe par temps de pluies  $Q_{ptp} = 72\,439.2 \text{ m}^3/\text{j}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin  $L_o = 3\,629.2 \text{ Kg}/\text{j}$
- $C_m = 0,15 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j}$

**a. Volume du bassin**

$$V_a = L_o / C_v \dots\dots\dots V.19$$

D'où :  $V_a = 3\,629.2 / 0.5 = 7\,258.4$   **$V = 7\,258.4 \text{ m}^3$**

On divise le volume en deux, donc on aura 3 bassins d'aération

$$V_1 = V_2 = V_3 = 7\,258.4 / 3 = 2\,419.5 \text{ m}^3$$

**b. Hauteur du bassin :**

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend :  **$H = 5 \text{ m}$**

La hauteur de revanche du bassin doit être  $h \geq 50 \text{ cm}$ . On prend  **$h = 50 \text{ cm}$** .

**c. Surface horizontale du bassin :**

$$S_h = V / H = 2\,419.5 / 5 = 483.9$$
  **$S_h = 483.9 \text{ m}^2$**

**d. Largeur : ( $L = 2l$ )**

$$S_h = L \times l \Rightarrow S_h = 2 \times l^2 = 15.55 \text{ m}$$
  **$l = 16 \text{ m}$**

**e. Longueur**

$$L = 2 \times l = 2 \times 16$$
  **$L = 32 \text{ m}$**

**f. La masse de boues dans le bassin**

$$X_t = L_o / C_m = 3\,629.2 / 0.15 = 24\,194.7$$
  **$X_t = 24\,194.7 \text{ Kg}$**

**g. Concentration de boues dans le bassin**

$$X_a = X_t / V = 24\,194.7 / 7\,258.4 = 3.33$$
  **$X_a = 3.33 \text{ kg}/\text{m}^3$**

**h. Temps de séjour**

- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moyh} = 7\,258.4 / 595.3 = 12.2$$
  **$T_s = 12.2 \text{ h}$**

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} = 7\,258.4 / 1\,006.1 = 7.2$$
  **$T_s = 7.2 \text{ h}$**

- Pour le débit de pointe en temps de pluie

$$T_s = V / Q_{ptp} = 7\,258.4 / 3\,018.3 = 2.4$$
  **$T_s = 2.4 \text{ h}$**

**i. Concentration de l'effluent en DBO<sub>5</sub>**

$$S_o = L_o / Q_{\text{moy j}} = 3\,629.2 / 14\,288 = 254$$

$$S_o = 254 \text{ mg/l}$$

**j. Charge polluante à la sortie**

La charge polluante à la sortie à une concentration  $S_f$  conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO<sub>5</sub>.

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0.03 \times 14\,288 = 428.7$$

$$L_f = 428.7 \text{ Kg /j}$$

**k. Charge polluante éliminée**

$$L_e = L_o - L_f = 3\,629.2 - 428.7 = 3\,200.5$$

$$L_e = 3\,200.5 \text{ Kg /j}$$

**l. Rendement de l'épuration**

$$ep = (L_o - L_f) / L_o = (3\,200.5 / 3\,629.2) = 0.881$$

$$ep = 88.1 \%$$

**V.3.2.2. Besoins théoriques en oxygène**

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène d'une part pour se nourrir et de se développer à partir de la pollution éliminée et d'autre part par la dégradation de la matière organique ; cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse cellulaire plus celle nécessaire à la respiration endogène.

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule suivante :

$$Q(O_2) = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t \dots \dots \dots V.19$$

Avec:

- $L_e$  : DBO<sub>5</sub> éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- $X_t$  : la masse totale des boues dans le bassin (kg) ou :  $X_t = X_a \times V$ .
- $a'$  : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.

$$0.48 < a' < 0.65$$

$$a' = 0.58$$

- $b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène

$$0.07 < b' < 0.11 \quad b' = 0.09$$

**a. Besoins journaliers en oxygène**

$$Q_{O_2} = (0.58 \times 3\,200.5) + (0.09 \times 24\,194.7) = 4\,033.8 \text{ Kg } O_2 /j$$

**b. Quantité d'oxygène horaire**

$$Q_{O_2} = 4\,033.8 / 24 = 168.1 \text{ Kg } O_2 /h$$

**c. Quantité d'oxygène nécessaire par m<sup>3</sup> du bassin**

$$Q_{O_2} = Q_{O_2} / V = 4\,033.8 / 7\,258.4 = 0.56 \text{ Kg } O_2 /m^3j$$

**d. Besoins en pointe horaire en oxygène**

$$Q_{O_2\text{pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24) \dots \dots \dots V.20$$

$T_d$  : période diurne en heures  $T_d = 16\text{h}$ .

D'où :  $q_{O_2\text{pte}} = (0,58 \times 3 \cdot 200,5 / 16) + (0,09 \times 24 \cdot 194,7 / 24) = \mathbf{206,75 \text{ Kg } O_2/h}$ .

**V.3.2.3. Calcul des caractéristiques de l'aérateur****a. Calcul de la puissance de l'aération nécessaire**

Les apports spécifiques des aérateurs de fond ont souvent été compris entre 0,8 et 1,4  $\text{Kg } O_2 / \text{Kwh}$

$$E_n = q_{O_2} / \text{ASB}^*$$

- $E_n$  : Puissance de l'aération nécessaire.
- $q_{O_2}$  : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h).
- $\text{ASB}^*$  : quantité d' $O_2$  par unité de puissance.

On prend :  $\text{ASB}^* = 1,375 \text{ kg } O_2 / \text{kw}$

Donc :  $E_n = \frac{206,75}{1,375} = 150,4$   **$E_n = 150,4 \text{ Kwh}$**

**V.3.2.4. Bilan de boues****a. Calcul de la quantité des boues en excès**

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - b X_a - X_{\text{eff}} \dots \dots \dots V.21$$

Avec :

- $X_{\min}$  : Boues minérales.
- $X_{\text{dur}}$  : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. [1]
- $a_m$  : Varie entre 0,55 <  $a_m$  < 0,65. On prend  $a_m = 0,6$  [1]
- $L_e$  : Quantité de  $\text{DBO}_5$  à éliminer (Kg/j).
- $b$  : fraction de boues détruites par auto oxydation ;  $b = b' / 1,42 = 0,09 / 1,42 = 0,06$
- $X_a$  : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- $X_{\text{eff}}$  : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l).

La charge journalière en MES à la sortie de déssableur-déshuileur est **3 754 Kg/j**

$$X_{\min} = 1\,313.9 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0.3 \times 2\,440.1 = 732 \text{ Kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.6 \times 3\,200.5 = 1\,920.3 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0.06 \times 24\,194.7 = 1\,451.7 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0.03 \times 14\,288 = 428.7 \text{ Kg/j}$$

Alors :

$$x = 1\,313.9 + 732 + 1\,920.3 - 1\,451.7 - 428.7 = 2\,085.8 \quad \mathbf{x = 2\,085.8 \text{ Kg/j}}$$

**b. Concentration des boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

Avec :

$X_m$  : Concentration de boues en excès

$I_m$  : L'indice de Mohlman

$I_m$  : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100 ÷ 150)

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre,

On prend :  $I_m = 125$

$$X_m = \frac{1200}{125} \quad \mathbf{X_m = 9.6 \text{ Kg/m}^3}$$

**c. Débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :  $Q_{\text{excés}} = \frac{\Delta x}{X_m} = \frac{2085.8}{9.6} = 217.3 \quad \mathbf{Q_{\text{excés}} = 217.3 \text{ m}^3/\text{j}}$

**d. Débit spécifique de bassin :**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

-  $V$  : volume de bassin

Donc :  $q_{sp} = \frac{2085.8}{7\,258.4} \quad \mathbf{q_{sp} = 0.29 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}}$

**e. Taux de recyclage :**

- Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.
- Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

- R : taux de recyclage(%)

-  $[X_a]$  : concentration des boues dans le bassin= **3.33 Kg/m<sup>3</sup>**

$$R = \frac{100 \times 3.33}{\frac{1200}{125} - 3.33} \quad \mathbf{R = 53.11 \%}$$

#### f. Débit des boues recyclées

$$Q_r = R \times Q_j$$

Donc :

$$Q_r = 0.5311 \times 14\,288 = 7\,588.4$$

$$\mathbf{Q_r = 7\,588.4 m^3/j}$$

#### g. Age des boues

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

Donc :

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{24\,194.7}{2\,085.8} = 11.6 \quad \mathbf{A_b = 11.6 \text{ jours}}$$

#### Remarque :

Cette valeur obtenue est conforme à la faible charge dont l'âge des boues est compris entre 10 et 30 jours.

#### V.3.2.5. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) :

##### ❖ Données de base

- Le temps de séjour : **ts = (1,5÷2) heure** .On prend **ts = 1,5h**.
- Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : **Q<sub>tp</sub> = 3 018.3 m<sup>3</sup>/h**

**N.B** : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

#### Pour l'horizon 2040

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons.

Le calcul du traitement secondaire à l'horizon 2040 sera effectué de la même manière que celui fait à l'horizon 2025.

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2040 sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau V.6.**Résultats de calcul d'aérateur et de clarificateur a faible charge

Désignations	Unités	2025	2040
<b>Données de base</b>			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	$m^3/j$	14 288	11 270
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	$m^3/h$	595.3	469.6
Débit de pointe par temps de pluies $Q_{ptp}$	$m^3/h$	3 018.3	2 221.1
Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0$	$m^3/h$	3 629.2	2 862.6
Concentration de l'effluent en DBO <sub>5</sub> $S_0$	mg/l	254	254
Charge polluante à la sortie $L_f$	Kg/j	428.7	428.7
Charge polluante éliminée $L_e$	Kg/j	3 200.5	2 433.9
Rendement de l'épuration $R$	%	88.1	88.1
<b>Dimensionnement du bassin d'aération</b>			
nombre de bassins	-	3	2
Volume du bassin $V$	$m^3$	2 419.5	2 862.5
Hauteur du bassin $H$	m	5.5	5.5
Surface horizontale du bassin $S_h$	$m^2$	483.9	572.5
Largeur du bassin $l$	m	16	17
Longueur du bassin $L$	m	32	34
La masse de boues dans le bassin $X_t$	Kg	24 194.7	19 083.3
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	$Kg/m^3$	3.33	3,33
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{moy h}$	h	12.2	12,2
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{pts}$	h	7.2	7,75
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{ptp}$	h	2.4	2,58
<b>Besoin en oxygène</b>			
Quantité d'oxygène journalière	$KgO_2/j$	4 033.8	3 129.2
Quantité d'oxygène horaire	$KgO_2/h$	168.1	130.4
Quantité d'oxygène nécessaire pour un $m^3$	$KgO_2/m^3j$	0.56	0,55
Quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe	$KgO_2/h$	206.75	159.8
<b>Bilan de boues</b>			
Quantité des boues en excès $x$	Kg/j	2 085.8	1 848.3
Concentration de boues en excès $X_m$	$Kg/m^3$	9.6	9,6
Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	$m^3/j$	217.3	192.5
Le débit spécifique par $m^3$ de bassin $q_{sp}$	$Kg/m^3.j$	0.29	0,32
Le taux de boues recyclées $R$	%	53.11	53,11

**Tableau V.6.** Résultats de calcul d'aérateur et de clarificateur a faible charge (suite).

Le débit des boues recyclées $Q_r$	$m^3/j$	7 588.4	5 985.5
Age des boues $A_b$	j	11.6	10.3
<b>Dimensionnement du décanteur secondaire</b>			
nombre de bassins	-	1	1
Volume du bassin V	$m^3$	4 527.5	3 331.7
Hauteur du décanteur H	m	3.8	3.8
Le diamètre du décanteur D	m	44	38
Le temps de séjours pour débit horaire $t_s$	h	7.6	7.1
Le temps de séjours pour $Q_{pts}$	h	4.5	4.5

#### V.4. Traitement tertiaire (désinfection)

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection. La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

##### V4.1. Dose du chlore à injecter :

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. [1]

- ✓ On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn.

##### Pour l'horizon 2025

###### a. Dose journalière en chlore :

$$D_j = Q_{\text{moy } j} * (Cl_2) = 14\,288 \times 0,01 = \mathbf{142.9 \text{ Kg/j}}$$

###### b. Quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

L'hypochlorite de sodium NaOCl est formé par dissolution du chlore dans une solution de soude en excès:



La solution aqueuse commerciale connue sous le nom << eau de Javel >> liquide jaune verdâtre de pH 11,5 à 13. La solution technique est caractérisée par une concentration de 47 à 50° chlorométriques correspondant à 149-159 g/l de chlore actif.

L'eau de Javel pour usage ménager est à 15° chlorométriques environ 47,5 g/l de chlore actif.

$$\begin{array}{r} 1 \text{ m}^3(\text{NaClO}) \\ Q_j \\ \Rightarrow Q_j = 142.9 / 149 = \mathbf{0.96 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / j} \end{array} \quad \begin{array}{r} 149 \text{ Kg de Cl}_2 \\ 142.9 \end{array}$$

#### V4.2.Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{ptp}} = \mathbf{580,39 \text{ m}^3 / \text{h}}$$
 (débit de pointe au temps de pluie)

$$T_s = \mathbf{30 \text{ mn}[1]}$$

##### a. Volume du bassin

$$V = Q_{\text{ptp}} \times T_s = 3 \text{ 018.3} \times 30 / 60 = 1 \text{ 509}$$

$$\mathbf{V = 1 \text{ 509 m}^3}$$

On divise le volume en deux, donc on aura 2 bassins de désinfection.

$$V_1 = V_2 = 1 \text{ 509} / 2 = 754.5 \text{ m}^3$$

##### b. Hauteur du bassin

$$\text{On fixe : } H = 3 \text{ m}$$

$$\mathbf{H = 3 \text{ m}}$$

##### c. Surface horizontale

$$S_h = V/H = 754.5/3 = 251.5$$

$$\mathbf{S_h = 251.5 \text{ m}^2}$$

##### d. La largeur et la longueur :

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface :  $S_h = L \times l$

On prend :  $L = 3 \times l$

$$l = \sqrt{S_h / 3} = 9.2$$

$$\mathbf{l = 9.2 \text{ m}}$$

$$\text{Alors : } L = 3 \times 9.2 = 27.6 \quad \mathbf{L = 28 \text{ m}}$$

Avec :

L : longueur du bassin de désinfection.

l : largeur du bassin de désinfection.

**Pour l'horizon 2040**

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

- ✓ Débit moyen journalier  
 $Q_{\text{moy j}} = 25\,558 \text{ m}^3/\text{j}$
- ✓ Débit de la station  
 $Q_{\text{ptp}} = 5\,239.4 \text{ m}^3/\text{h}$
- ✓ On garde toujours la même forme du bassin (rectangulaire)

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau V.7:** Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection

Caractéristiques du bassin	Unité	2025	2040
Nombre de bassins	-	2	1
Volume unitaire	m <sup>3</sup>	754.5	1 110.6
Hauteur	m	3.5	3.5
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	251.5	370.2
Longueur	m	28	33
Largeur	m	9.2	11
Dose journalière en chlore	Kg/j	142.9	112.7
Quantité d'hypochlorite nécessaire	m <sup>3</sup> /j	0.96	0.76

**V.5. Traitement des boues**

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une Filière de traitement qui comporte l'épaississement, la stabilisation et la déshydratation.

D'une façon générale, les équipements de la filière boue doivent être dimensionnés pour pouvoir traiter la totalité de la production de boue de la station sans provoquer d'accumulation anormale et prolonger de boue dans le décanteur primaire et le décanteur secondaire.

**V.5.1. Choix de la filière de traitement de boues**

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- Un épaississement des boues
- Une digestion anaérobie
- Une déshydratation sur lits de séchage

### V.5.2. Étude de la variante à moyenne charge

#### Pour l'horizon 2025

##### V.5.2.1. Dimensionnement de l'épaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de :

##### a. Boues issues du décanteur primaire

Boues primaires :  $B_I = \text{DBO}_{5e} + \text{MSE}$

$$B_I = 1\,088.7 + 2\,252.4 = 3\,341.1 \text{ Kg/j}$$

##### b. Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires  $B_{II} = 1\,275.7 \text{ Kg/j}$  (Représente les boues en excès)

##### c. Quantité totale journalière des boues sera

$$B_t = B_I + B_{II} = 3\,341.1 + 1\,275.7 = 4\,616.8 \text{ Kg/j}$$

##### d. Concentration des boues

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : (20÷30) g/l [3]
- Boues secondaire : (10÷30) g/l [3]

##### e. Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

Le débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur correspond aux débits de boues issus des deux décanteurs.

- Débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = B_I / S_1 = 3\,341.1 / 25 = 133.65 \text{ m}^3/\text{j}$$

$B_I$  : quantité issues du décanteur primaire.

$S_1$  : concentration des boues.

On prendra :  $S_1 = 25 \text{ g/l}$

- Débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = B_{II} / S_2 = 1\,275.7 / 20 = 63.8 \text{ m}^3/\text{j}$$

$S_2$  : concentration des boues.

On prendra  $S_2 = 20 \text{ g/l}$

- Débit total

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 133.65 + 63.8 = 197.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

##### f. Concentration du mélange

$$S = B_t / Q_t = 4\,616.8 / 197.5 = 23.4 \text{ Kg/m}^3$$

**e. Volume de l'épaisseur**

$$V = Q_t \cdot T_s = 197.5 \times 2 = 395 \text{ m}^3$$

$$V = 395 \text{ m}^3$$

$T_s$  : temps de séjours = 2j.

**f. Surface horizontale**

Pour une profondeur de  $H = 3.5\text{m}$ . [3]

On calcule :

$$S_h = V / H = 395 / 3.5 = 112.9$$

$$S_h = 112.9 \text{ m}^2$$

**g. Diamètre**

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{f}} = \sqrt{\frac{4 \times 112.9}{3.14}} = 11.99$$

$$D = 12 \text{ m}$$

**h. Caractéristiques des boues épaissies :**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. [8]

**i. Calcul du débit des boues épaissies :**

On prend :  $C_B = 90\text{g/l}$ .

$$Q_B = B_t / C_B = 4616.8 / 90 = 51.3 \text{ m}^3/\text{j}$$

**V.5.2.2. Dimensionnement du digesteur :****a. Temps de séjour du digesteur :**

$$t_s = 175 \times 10^{(-0.03 \cdot t)} \quad / t = 35^\circ\text{C}. \text{ [8]}$$

$$t_s = 15,6 \text{ jours}$$

**b. Volume du digesteur :**

$$V = Q_B \cdot t_s = 51.3 \times 15,6 = 800.3 \text{ m}^3$$

$$V = 800.3 \text{ m}^3$$

**c. Diamètre du digesteur :**

$$D_d = \sqrt{\frac{V \times 4}{f \times H}} = \sqrt{\frac{800.3 \times 4}{3.14 \times 4}} \quad H = 4 \text{ m} \quad D = 16 \text{ m}$$

**d. Quantité de matières sèches des boues fraîches: [9]**

$$F_g = Q_B \times F_s \times K_s$$

$K_s$  : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne / m}^3$$

$F_s$  : la teneur en matières solides

$$F_s = 3 \text{ à } 4\%$$

On prend : 4%

$$\text{Donc : } F_g = 51.3 \times 1 \times 0.04 = 2.05$$

$$F_g = 2.05 \text{ tonne /j}$$

**e. Quantité de matière organique dans la boue fraîche**

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$F_o = 0.6 \times F_g = 0.6 \times 2.05 \quad F_o = \mathbf{1.23 \text{ tonne /j}}$$

**➤ La quantité du gaz produite  $Q_{\text{gaz}}$** 

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 \times (t^\circ)^{1/2} \times F_o = 138 \times (35)^{0.5} \times 1.23 \quad Q_{\text{gaz}} = \mathbf{1\ 004.2 \text{ m}^3/\text{j}}$$

**➤ La quantité moyenne du gaz**

On prendra : 75% du gaz théorique

$$Q'_{\text{gaz}} = 0.75 \times Q_{\text{gaz}} = 0.75 \times 1\ 004.2 = 753.2 \quad Q'_{\text{gaz}} = \mathbf{753.2 \text{ m}^3/\text{j}}$$

**➤ La quantité du méthane ( $\text{CH}_4$ )**

$Q_{\text{CH}_4} = (0.6 \text{ à } 0.65) Q'_{\text{gaz}}$ ; on prend :  $Q_{\text{CH}_4} = 0.65 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0.65 \times 753.2 = 489.6 \quad Q_{\text{CH}_4} = \mathbf{489.6 \text{ m}^3/\text{j}}$$

**➤ La quantité du gaz carbonique  $\text{CO}_2$** 

$Q_{\text{CO}_2} = (0.3 \text{ à } 0.35) Q'_{\text{gaz}}$  on prend  $Q_{\text{CO}_2} = 0.3 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0.3 \times 753.2 = 226 \quad Q_{\text{CO}_2} = \mathbf{226 \text{ m}^3/\text{j}}$$

**➤ La quantité restante de gaz**

Les 5% sont constituées par l'autre gaz ( $\text{NH}_3$ ,  $\text{H}_2$ ...)

$$Q_{\text{rest}} = 0.05 \times Q'_{\text{gaz}} = 0.05 \times 753.2 \quad Q_{\text{rest}} = \mathbf{37.7 \text{ m}^3/\text{j}}$$

**➤ La quantité minérale dans la boue**

$$F_m = F_g - F_o = 2.05 - 1.23$$

$$F_m = \mathbf{0.82 \text{ tonne/j}}$$

**➤ Le débit de boues digérées [10]**

Elle est donnée par l'expression suivante ( $Q_r$ )

$$Q_r = F_{gf} \left( \frac{1}{d_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)$$

Avec:

$f_g$  : teneur en matière solide dans la boue digérée  $f_g = \mathbf{10\%}$

$d_{ff}$  : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée  $d_{ff} = \mathbf{2 \text{ T/m}^3}$

$d_g$  : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur  $d_g = \mathbf{1 \text{ T/m}^3}$

$F_{gf}$  : La quantité de boues digérées

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0.138 (t^\circ)^{1/2}) = 0.82 + 1.23 \times (1 - 0.138 \times 35^{1/2})$$

$$F_{gf} = 1.05 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 1.05 \times \left( \frac{1}{1} + \frac{1}{2} + \frac{1}{1} \right) \quad Q_r = \mathbf{12.1 \text{ m}^3/\text{j}}$$

**V.5.2.3. Dimensionnement du gazomètre [14]**

Un gazomètre est un réservoir servant à stocker le biogaz à température ambiante et à une pression proche de la pression atmosphérique. Le volume du réservoir varie selon la quantité de gaz qu'il contient. Les plus grands gazomètres ont des capacités allant jusqu'à 350 000 m<sup>3</sup>, pour des structures atteignant plus de 60 mètres de diamètre.

**➤ Diamètre du gazomètre**

$$V_t = V_{2025} + V_{2040}$$

Avec :  $V_t$  : le volume total du biogaz.

$V_{2025}$  : le volume du biogaz à l'horizon 2025

$V_{2040}$  : le volume du biogaz à l'horizon 2040

$$V_t = 753.2 + 594 = 1\,347 \text{ m}^3 \quad V_t = \mathbf{1\,347 \text{ m}^3}$$

On utilise un gazomètre sphérique, donc :

$$V_g = \frac{4}{3} r^3 \Rightarrow r = \sqrt[3]{\frac{3V}{4\pi}} = 6.85 \text{ m}$$

$$D_g = 2 \times r$$

$$\mathbf{D_g = 14 \text{ m}}$$

**V.5.2.4. Dimensionnement du lit de séchage [10]**

Généralement il est composé d'une couche supérieure de sable de 10cm (calibre 0,5 à 1,5mm) d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15mm) et d'une couche inférieure de gros graviers (calibre 10 à 4mm) reposant sur le sol imperméable et soigneusement nivelé, des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés avec une légère pente dans la couche de base.

Les boues épandues liquéfiées sur une partie par de l'eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues.

**a. Calcul des lits de séchage**

Le volume journalier des boues à extraire est :  $V_{bd} = 12.1 \text{ m}^3$

Nous avons choisies dimensions suivantes  $b=8\text{m}; L=20\text{m}; H=0.3\text{m}$

**b. Le volume de boues épandues sur chaque lit :**

$$V_L = b \times L \times H$$

$$V_L = 8 \times 20 \times 0.3$$

$$\mathbf{V_L = 48 \text{ m}^3}$$

**c. Nombre de lits nécessaires à chaque épandage :**

$$N > V_{bd} / V_L = 12.1 / 48 = 0.25, \quad \text{on prend : } N = 1$$

**d. Volume des boues épandues par lit/parant**

Il est généralement admis que chaque lit sert 8 fois parant :

$$V = 8 \times V_L = 8 \times 48V = 384m^3$$

**e. Volume des boues à sécher/parant**

$$V_{ba} = V_{bd} \times 365 = 12.1 \times 365V_{ba} = 4\,416.5\,m^3$$

**f. Nombre de lits nécessaire**

$$N > V_{ba}/V = 4\,416.5/384N = 12\text{ lits}$$

**g. Surface nécessaire**

$$S = S_0 \times N$$

Où:  $S_0$  est la surface du lit de séchage

$$S_0 = L \times b = 20 \times 8 = 160m^2$$

$$S = 160 \times 12S = 1\,920m^2$$

**Pour l'horizon 2040**

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur anaérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau V.9 : Calcul des ouvrages de traitement des boues à moyenne charge**

Désignations	Unités	2025	2040
<b>Dimensionnement de l'épaississeur</b>			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	3 341.1	2 635.5
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	1 275.7	1 006.2
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	4 616.8	3 641.7
Le débit total	m <sup>3</sup> /j	197.5	155.7
La concentration du mélange	Kg/m <sup>3</sup>	23.4	23.4
Débit des boues épaissies	m <sup>3</sup> /j	51.3	40.5
Hauteur	m	4	4
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	112.9	89
Volume	m <sup>3</sup>	395	311.4
Diamètre	m	12	11
Temps de séjours	j	2	2
<b>Dimensionnement du digesteur</b>			
Temps de séjour du digesteur	j	15.6	15.6
Volume	m <sup>3</sup>	800.3	631.8

**Tableau V.9 :** Calcul des ouvrages de traitement des boues à moyenne charge (suite)

Diamètre	m	16	15
Hauteur	m	4.5	4.5
Quantité de matières sèches des boues fraîches	T/j	2.05	1.62
Quantité de matière organique des boues fraîches	T/j	1.23	0.97
Quantité du gaz produite	m <sup>3</sup> /j	1 004.2	792
Quantité moyenne du gaz	m <sup>3</sup> /j	753.2	594
Quantité du méthane	m <sup>3</sup> /j	489.6	386.1
Quantité du gaz carbonique	m <sup>3</sup> /j	226	178.2
Quantité restante de gaz	m <sup>3</sup> /j	37.3	29.7
Quantité minérale dans la boue	T/j	0.82	0.65
Débit de boues digérées	m <sup>3</sup> /j	12.1	9.6
<b>Dimensionnement du gazomètre</b>			
Diamètre	m	14	
<b>Dimensionnement du lit de séchage</b>			
Longueur	m	20	20
Largeur	m	8	8
Hauteur	m	1	1
Hauteur de boue dans le lit	m	0.3	0.3
Volume	m <sup>3</sup>	48	48
Volume journalier des boues épandues	m <sup>3</sup>	12.1	9.6
Volume des boues épandues par lit et par an	m <sup>3</sup>	384	384
Volume de boue à sécher par an	m <sup>3</sup> /an	4 416.5	3 504
Nombre de lits	-	12	10
La surface totale des lits de séchage	m <sup>2</sup>	1 920	1 600

### V.5.3. Étude de la variante à faible charge

Pour ce qui concerne les boues provenant d'un traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées. Donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans les digesteurs, la filière choisie pour le traitement de ces boues est composé des étapes suivantes :

- L'épaississement.
- Déshydratation naturelle (lits de séchage).

**Tableau V.10:** Calcul des ouvrages de traitement des boues à faible charge

Désignations	Unités	2025	2040
<b>Dimensionnement de l'épaississeur</b>			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	2 085.8	1848.3
Concentration à l'entrée de l'épaississeur	g/l	20	20
Le débit total	m <sup>3</sup> /j	104.3	92.4
Temps de séjour	j	2	2
Volume	m <sup>3</sup>	208.6	185
Hauteur	m	4	4
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	59.6	53
Diamètre	m	9	9
Débit des boues épaissies	m <sup>3</sup> /j	23.2	20.5
<b>Dimensionnement du lit de séchage</b>			
Longueur	m	20	20
Largeur	m	8	8
Hauteur	m	1	1
Hauteur de boue dans le lit	m	0,3	0,3
Volume journalier des boues épandues	m <sup>3</sup>	23.2	20.5
Volume de boue à sécher par an	m <sup>3</sup>	8 468	7 482.5
Nombre de lits	-	22	20
La surface totale des lits de séchage	m <sup>2</sup>	3 520	3200

## Conclusion

Dans ce chapitre, on a dimensionné les différents ouvrages pour les deux variantes de traitement (faible et moyenne charge) et pour les deux horizons (2025-2040), mais pour bien choisir le dimensionnement optimale donc il faut faire une étude économique, l'étude économique est comprise dans le chapitre 7.

## Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au dimensionnement hydraulique des ouvrages, la station de relevage et des conduites formant la station d'épuration pour l'horizon 2040.

Pour régulariser le débit d'eaux usées affluant vers cette station. On utilise un déversoir d'orage de type Frontal qui sera dimensionné et implanté à l'amont.

### VI.1. Déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les points exceptionnels des débits d'orage vers le milieu récepteur et vers la station d'épuration. C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'un certain volume d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie du projet en réduisant les dimensions des conduites à son aval.

#### VI.1.1. Dimensionnement du déversoir d'orage

on a :

- Le débit de pointe à temps sec :  $Q_{pts} = 1\,746.5 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0.49 \text{ m}^3/\text{s}}$
- Le débit pluvial  $Q_{pl} = 4\,500 \text{ l/s} = 4.5 \text{ m}^3/\text{s}$  (la source : DRE, Bouira)

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_{ent} = Q_{Pl} + Q_{pts} \dots\dots\dots \text{VI.1}$$

D'où:

$Q_{ent}$  : Débit entrant au déversoir d'orage ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$Q_{pl}$  : Débit pluvial ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$Q_{pts}$  : Débit de pointe en temps sec ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

**A.N:** 
$$Q_{ent} = Q_{Pl} + Q_{pts} = \mathbf{4.5 + 0.49}$$

$$Q_{ent} = \mathbf{4.99 \text{ m}^3/\text{s}}$$

#### VI.1.1.1.A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2040 :

$$Q_v = 4.99 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad I = 0.9\%$$

##### ❖ D'après l'abaque de Bazin (I et II)

$D_e = 1800 \text{ mm}$  (diamètre à l'entrée du déversoir).

$Q_{ps} = 7.9 \text{ m}^3/\text{s}$  (débit à pleine section).

$V_{ps} = 3.18 \text{ m/s}$  (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

$r_Q = Q_v / Q_{ps} = 4.99 / 7.9 = 0.63$  (rapport des débits).

$r_H = H_e / D_e = 0.57 \Rightarrow H_{am} = 0.57 \times 1800 = 1\,026 \text{ mm}$  (hauteur de remplissage).

$r_v = V / V_{ps} = 1.05 \Rightarrow V = 1.05 \times 3.18 = 3.34 \text{ m/s}$  (vitesse d'écoulement).

**VI.1.1.2.A l'aval du déversoir (vers la station)**

$Q_{ptp} = 1.46\text{m}^3/\text{s}$                        $I = 0.9 \%$

❖ **D'après l'abaque de Bazin (I et II)**

$D_s = 1000 \text{ mm}$

$Q_{ps} = 1.68 \text{ m}^3/\text{s}.$

$V_{ps} = 2 \text{ m /s}.$

Avec les paramètres hydrauliques :

$r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 1.46/ 1.68 = 0.87$  (rapport des débits).

$r_H = H_s / D_e = 0.73 \Rightarrow H_{av} = 0.73 \times 1000 = 730\text{mm}$  (hauteur de remplissage).

$r_V = V / V_{ps} = 1.13 \Rightarrow V = 1.13 \times 2 = 2.26 \text{ m/s}$  (vitesse d'écoulement).

La hauteur du seuil :

$r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 1.46/ 7.9 = 0.19$  (rapport des débits).

$r_H = H_s / D_e = 0.3 \Rightarrow H_s = 0.3 \times 1800 = 540\text{mm}$  (hauteur de remplissage).

**VI.1.1.3. Le débit déversé vers le milieu exutoire**

$Q_d = Q_v - Q_{ptp} = 4.99 - 1.46 = 3.53\text{m}^3/\text{s}$

**$Q_d = 3.53\text{m}^3/\text{s}$**

**VI.1.1.4. La largeur du seuil déversant**

La hauteur d'entrée  $H_e = 1\ 026\text{mm}$

La hauteur de sortie  $H_s = 730 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée est donnée par :

$H_d = H_e - H_s$

$H_d = 1\ 026 - 540 = 486 \text{ mm}$

$Q_{dév} = m \times b \times (h_{dév})^{3/2} \times (2g)^{1/2}$  (formule de Bazin)..... VI.2

Donc :  $b = Q_{dév} / m \times (2g)^{1/2} \times h_d^{3/2}$  ..... VI.3

Avec :

- **m** : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces  $m = 0,6$ .
- **g** : L'accélération de la pesanteur  $\text{m}^2/\text{s}$ .

$b = 3.53 / 0.6 \times (2 \times 9.81)^{1/2} \times 0.486^{3/2} = 3.92$                        **$b = 4 \text{ m}$**

**VI.2. Relevage vers le dégrilleur**

**VI.2.1. La conduite de refoulement**

On a :  $Q_{ptp} = 1.46 \text{ m}^3/\text{s}.$

D'après la formule de BONNIN :

$D_{éco} = \sqrt{Q_p}$  (m)..... VI.4

$$Q_{pip} = 1.46 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow \quad D_{\text{éco}} = 1.2 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : **D = 1200 mm**

La vitesse d'écoulement est :

$$V = 4.Q / \pi . D^2 \quad \dots\dots\dots \text{VI.5}$$

$$V = 1.29 \text{ m / s}$$

**VI.2.2. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe**

$$H = H_g + h_{p \text{ lin}} + h_{p \text{ sin}} + P_{\text{exh}} \quad \dots\dots\dots \text{VI.6}$$

Où H : La hauteur manométrique (m) ;

H<sub>g</sub> : différence des cotes (amont et aval) (m) ;

$$H = h_{p \text{ lin}} + h_{p \text{ sin}}$$

pertes de charge linéaire et singulière = 1.15 h<sub>p lin</sub>

P<sub>exh</sub> : pression à l'exhaure P<sub>exh</sub> = (1 ; 1,5) m

Les pertes de charge en longueur feront :

Le refoulement se fera avec une conduite de D= 1 200mm et d'une longueur de 267 m vers les dégrilleurs.

$$H_g = h_2 - h_1 \quad \dots\dots\dots \text{VI.7}$$

$$H_g = 844.5 - 828.5 = 16\text{m.}$$

$$H_g = 16 \text{ m}$$

- ✓ H<sub>g</sub> : Hauteur géométrique
- ✓ h<sub>1</sub> : cote au niveau de la bache de réception.
- ✓ h<sub>2</sub> : cote au niveau de l'ouvrage d'entrée (dégrilleur).

Nous avons choisi la Fonte comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion.

**Tableau VI.1 : Les valeurs de K, m et .**

Tuyau	K	m	
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour la fonte, on a :

- ✓ K = 0,00175
- ✓ m = 5.2
- ✓ = 1.9

L'expression de perte de charge linéaire s'écrit :

$$\Delta H_{lin} = \frac{K * L * Q^{\beta}}{D^m} \dots\dots\dots VI.8$$

K : coefficient de perte de charge (K=0,00175).

Q : débit pompé qui est de 1.46 m<sup>3</sup>/s.

L : longueur de la conduite qui est de 267 m.

D : diamètre de la conduite 1200 mm.

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement.

β = 1.9 pour le régime turbulent rugueux.

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=5.2).

Donc :

$$H = 1.15 \left( \frac{0,00175 \times 267 \times 1,46^{1,9}}{1,2^{5,2}} \right) = 0.427 \text{ m}$$

$$H = 0.427 \text{ m}$$

$$HMT = 16 + 0.427 + 1 = 17.427 \text{ m}$$

$$HMT = 17.5 \text{ m}$$

### VI.2.3. Choix de la pompe

On utilise des pompes d'assainissement pour le relevage des eaux usées du puisard vers l'ouvrage d'entrée. Donc pour choisir le type de pompe on utilise le catalogue **KSB (logiciel KSB)**.

**Tableau VI.2 : Caractéristiques des pompes**

Variante	n	Type de pompe	(%)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)	Vitesse (tr/min)
1	2	Sewatec K 350-500 / G 3E-N	82.1	152	11.3	986
2	3	Sewatec K 350-500 / G 3E-N	83.1	104	6.65	986
3	4	Sewatec K 350-501 / G 3E-N	77.7	80.5	6.59	986
4	5	Sewatec K 250-400 / G 3E-N	82.6	60.6	6.97	1 480

D'après le tableau précédent, la variante qui convient le plus à notre cas est la variante N°2, celle avec trois pompes et une pompe de secours.

La pompe choisie est Sewatec K 350-500 / G 3E-N c'est une pompe à sec avec rotor fermé à 2 ou 3 canaux.

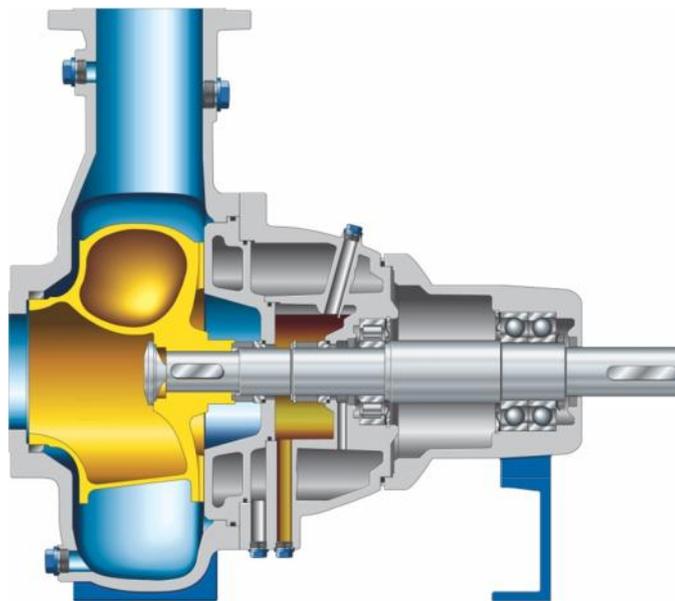
Les caractéristiques de la pompe sont les suivantes :

- Nombre de tours N = 986 tr/min ;
- Rendement η = 83.1 % ;
- Puissance absorbée P<sub>abs</sub> = 104 KWh ;
- (NPSH)r = 6.65 m
- Type de roue : Roue monocanal Fermé
- Diamètre de roue = 670 mm
- Tubulure d'aspiration d<sub>a</sub> = 400 mm.
- Tubulure de refoulement d<sub>r</sub> = 350 mm.

Les dimensions de la pompe choisie sont représentées dans l'annexe N°III.



**Figure VI.1.** Image de la pompe à sec (Sewatec K 350-500 / G 3E-N)



**Figure VI.2.** Schéma en coupe de la pompe à sec (Sewatec K 350-500 / G 3E-N)

#### VI.2.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration

La bache est de forme rectangulaire ;

$$V_{\text{bache}} = V_A + V_U \dots \dots \dots \text{VI.9}$$

Avec :

- ✓  $V_{\text{bache}}$  : volume total de la bache d'aspiration.
- ✓  $V_A$  : le volume nécessaire pour assurer l'amorçage des pompes.
- ✓  $V_U$  : le volume utile de la bache d'aspiration .

**A. Le volume utile :**

$$V_U = Q_{ptp} / (4 \times n \times N) \dots \dots \dots VI.10$$

Avec :

- ✓  $V_U$  : le volume utile de la bête d'aspiration ( $m^3$ ).
- ✓  $Q_{ptp}$  : débit de pointe a temps de pluie ( $m^3/h$ ).
- ✓  $n$  : nombre de démarrages horaires admissibles par la pompe (  $n= 10$  démarrages/h)
- ✓  $N$  : nombre de pompes.

$$V_U = 5\,256 / (4 \times 10 \times 4) = 32.85 \, m^3 \qquad \qquad \qquad V_U = 32.85 \, m^3$$

**B. Surface**

$$S = V_U / H \dots \dots \dots VI.11$$

On prend **H=2.5m**.

$$\text{D'où } S = \frac{32.85}{2.5} = 13.14 \, m^2 \qquad \qquad \qquad S = 13.14 \, m^2$$

**C. Longueur**

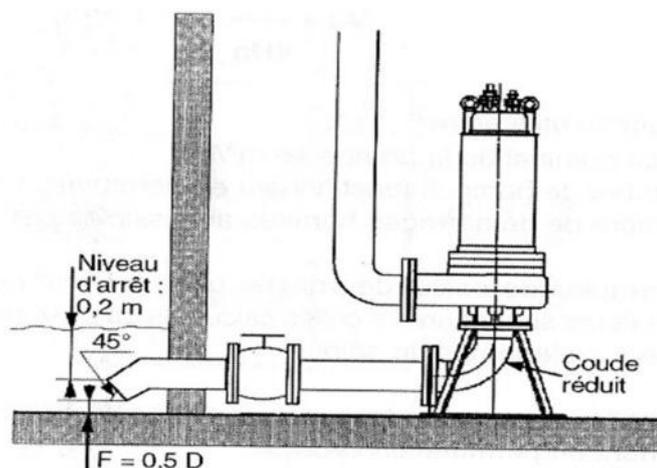
On fixe la largeur  $l= 3m$  et on trouve la longueur

$$S = l \times L \dots \dots \dots VI.12$$

$l$  : Largeur

$L$  : longueur

$$L = 4.38 \, m \text{ et } l = 3m$$

**D. Volume d'amorçage**

**Figure VI.3.** L'installation des pompes a fosse sèche.

D'après la figure précédente on a :

$$V_A = (F + d_a \sin 45^\circ + 0.2) \times S$$

$$V_A = (0.5 \times 0.4 + 0.4 \sin 45^\circ + 0.2) \times 13.14$$

$$V_A = 8.97 \text{ m}^3$$

Tableau récapitulatif des résultats concernant les dimensions de la bache d'aspiration :

**Tableau VI.3 : dimensions de la bache d'aspiration**

Dimensions	unité	valeur
Longueur	m	4.5
Largeur	m	3
Hauteur	m	3.5
Volume utile	m <sup>3</sup>	32.85
Volume d'amorçage	m <sup>3</sup>	8.97
Volume total	m <sup>3</sup>	41.82
Surface	m <sup>2</sup>	13.14

### VI.3.Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.4: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages.**

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	841.9
Déssableur-déshuileur	841.9
Décanteur primaire	841
Bassin d'aération	839.6
Décanteur secondaire	839
Bassin de désinfection	838.5

#### A. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PVC, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^s}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots \text{VI.13}$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q : débit en m<sup>3</sup>/s ; (Q<sub>ptp</sub>=0.838m<sup>3</sup>/s )

- L : longueur de la conduite
- D : diamètre de la conduite
- $\beta$  : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite
- C<sub>PA</sub> : Côte du plan d'eau au point A**
- C<sub>PB</sub> : Côte du plan d'eau au point B**

**B. Diamètre**

D'après la formule (VI.13) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{PA} - C_{PB})}} \dots\dots\dots VI.14$$

**E. Longueurs des conduites**

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{\text{éq}} = 1,15. L_{\text{réelle}} \dots\dots\dots VI.15$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles  
 Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

**Tableau VI.5 :** Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	4
Déssableur-déshuileur - Décanteur I	30
Décanteur I - Bassin d'aération	12
Bassin d'aération - Décanteur II	30
Décanteur II - Bassin de désinfection	11

**VI.3.1. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages :**

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots\dots\dots VI.16$$

Ñ P<sub>1</sub>/W et P<sub>2</sub>/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

Ñ V<sub>1</sub>/2g et V<sub>2</sub>/2g : énergies cinétiques en (1) et (2).

- Ñ  $Z_2$  et  $Z_1$  : cotes des points (1) et (2).
- Ñ  $H_{1-2}$  : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose :  $P_1/W = H_1$  et  $P_2/W = H_2$

Donc :  $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$  : cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$  : cote piézométrique au point (2).

$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2}$  .....VI.17

**VI.3.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques**

**a- Conduite dégrilleur -désableur**

On a :

Côte du radier du dégrilleur: 842.7m;

Hauteur d'eau : 0.58m

D'où :  $Cp_{deg}=843.28$  m

Côte du radier du désableur-déshuileur: 842m

Hauteur d'eau : 1m

D'où :  $Cp_{Des}:843$  m

$L=4$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{TA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 4 * (0.838)^{1.77}}{(843.28 - 843)}} = 0.39m \quad D_n = 400 \text{ mm}$$

❖ **Cote piézométrique**

$$D'où \text{ on aura : } Cp_{Des}' = Cp_{deg} - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow Cp_{Des}' = 843.03 \text{ m}$$

**b- Conduite désableur - bassin de décantation**

$Cp_{Dess} = 843.03$  m

Côte du radier du bassin de décantation : 839.4 m ;

Hauteur d'eau : 3 m

D'où :  $Cp_{dp} : 842.4$  m

$L = 30$  m

## ❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_P - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 30 * (0.838)^{1.77}}{(843.03 - 842.4)}} = 0.5 \text{ m} \quad D_n = 500 \text{ mm}$$

## ❖ Cote piézométrique

$$D' \text{ où on aura : } C_{p_{dp}}' = C_{p_{Dess}} - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow C_{p_{dp}}' = 842.4 \text{ m}$$

## c- Conduite bassin décantation – aération

$$C_{p_{dp}}' = 842.4 \text{ m}$$

Côte du radier d'aérateur : 838.2 m ; Hauteur d'eau : 4 m

$$D' \text{ où : } C_{p_{ba}} : 842.2 \text{ m}$$

$$L = 12 \text{ m}$$

## ❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 12 * (0.838)^{1.77}}{(842.4 - 842.2)}} = 0.525 \text{ m} \quad D_n = 500 \text{ mm}$$

## ❖ Cote piézométrique

$$D' \text{ où on aura : } C_{p_{ba}}' = C_{p_{dp}}' - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow C_{p_{ba}}' = 842.15 \text{ m}$$

## d- Conduite d'aération - clarificateur

$$C_{p_{ba}}' = 842.15 \text{ m}$$

Côte du radier du bassin de clarification : 838.5 m ;

Hauteur d'eau : 3 m

$$D' \text{ où : } C_{p_c} : 841.5 \text{ m}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

## ❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 30 * (0.838)^{1.77}}{(842.15 - 841.5)}} = 0.497 \text{ m} \quad D_n = 500 \text{ mm}$$

## ❖ Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{p_c}' = C_{p_{ba}} - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow C_{p_c}' = 841.52\ m$$

## e- Conduite clarificateur -bassin de désinfection

$$C_{p_c}' = 841.52\ m$$

Côte du radier du bassin de désinfection : 838.2 m ;

Hauteur d'eau : 3 m

D'ou :  $C_{p_{bd}}$  : 841.2m

$L=11\ m$

## ❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 11 * (0.838)^{1.77}}{(841.52 - 841.2)}} = 0.467 \quad D_n = 500\ mm$$

## ❖ Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{p_{bd}}' = C_{p_c}' - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow C_{p_{bd}}' = 841.29\ m$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

**Tableau VI.6** : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
-Dégrilleur	841.9	842.7	0.58	843.28
-Déssableur-déshuileur	841.9	842	1	843.03
-décanteur primaire	841	839.4	3	842.4
-bassin d'aération	839.6	838.2	4	842.15
-décanteur secondaire	839	838.5	3	841.52
-bassin de désinfection	838.5	838.2	3	841.29

**Conclusion**

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

- ✓ Dimensionner le déversoir d'orage ;
- ✓ Dimensionner le poste de relevage ;
- ✓ Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station;
- ✓ Déterminer les longueurs, les diamètres et les vitesses des conduites reliant ces ouvrages;
- ✓ Calculer les pertes de charge et les cotes piézométriques dans chaque point.

## Introduction

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

Pour qu'on puisse avoir cette décision on doit faire des calculs économiques des deux variantes précédemment étudiées qui sont la moyenne et la faible charge.

Cette dernière doit être sélectionnée après évaluation économique et comparaison entre le coût des variantes sur lesquelles se fait l'étude. De ce fait on pourra dire que cette variante est technico-économiquement optimale.

Le coût estimatif du projet est rétabli sur la base du coût du mètre cube (m<sup>3</sup>) d'eau épurée par la station. Ce coût est composé de :

### ➤ Le coût d'investissement

- ✓ Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- ✓ Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd}$$

### ➤ Le coût de fonctionnement

- ✓ Coût d'exploitation courante.
- ✓ Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
- ✓ Frais financiers et de la main d'œuvre.

## VII.1. Coût de la variante à moyenne charge

### VII.1.1. Coût d'investissement

#### VIII.1.1.1. Coût de terrassement

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 140 DA.

(Source : KOUNINEF Génie Civil)

### ➤ Le volume de la couche végétale :

$$V = 0.3 \times S_{hi}$$

Avec : V : le volume de la couche végétale.

S<sub>hi</sub> : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc:

$$C_t = 140 \times V$$

v : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré;

C<sub>t</sub> : le coût de terrassement.

**Tableau VII.1.** Le coût de terrassement de chaque ouvrage

Ouvrage	Surface horizontale	Volume	Coût
	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	DA
Dessableur-déshuileur	104.80	31.44	4 401.60
Décanteur primaire	1 509.00	452.70	63 378.00
Bassin d'aération	264.75	79.43	11 119.50
Décanteur secondaire	1 509.16	452.75	63 384.72
Bassin de désinfection	251.50	75.45	10 563.00
Epaississeur	112.90	33.87	4 741.80
digesteur anaérobie	200.00	60.00	8 400.00
Lit de séchage	1 920.00	576.00	80 640.00
Gazomètre	113.10	33.93	4 750.20
Chaudière	50.00	15.00	2 100.00
<b>Coût total</b>			<b>253 478.82</b>

Donc le coût total du terrassement est  $C_{tt} = 253\ 478.82\ \text{DA}$

#### VII.1.1.2. Coût de Béton armé

- Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement  $P_u = 25000\ \text{DA}$  ;
- Le coût du béton sera donc:  $C_b = P_u * V_{tb}$  ;
- Epaisseur des murs des ouvrages  $e_m = 0,15$  à  $0,4\ \text{m}$  on prend  $e_m = 0,20\ \text{m}$ ;
- Epaisseur du radier des ouvrages est prise  $e_r = 0,3$  à  $0,4\ \text{m}$  on prend  $e_r = 0,35\ \text{m}$  ;
- Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer;
- Le kilogramme de fer coûte actuellement  $80\ \text{DA}$  ;

On prendra la valeur  $80\ \text{Kg}$  de fer/m<sup>3</sup> de béton.

- Le coût de béton armé sera :

$$C_{tba} = C_b + C_f$$

$$C_b = 25000\ \text{DA}$$

$$C_f = 80 * 80 = 6400\ \text{DA}$$

$$C_{tba} = 31400\ \text{DA} \text{ (Source : KOUNINEF Génie Civil)}$$

Avec:

$C_{tba}$  : coût total de béton armé ;

$C_b$  : coût de béton;

$C_f$  : coût de fer ;

- Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes :

- $V_{br}$  : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage :  $V_{br} = e_r * S_h$

- $V_{bm}$  : Volume du béton des murs de chaque ouvrage :  $V_{bm} = e_m * P * H$

$P$  : périmètre de l'ouvrage ;

H : hauteur de l'ouvrage.

**Tableau VIII.2.** Le coût du béton armé de chaque ouvrage

Ouvrage	Sh	Volume		Vtb	Coût
	m <sup>2</sup>	Vbr (m <sup>3</sup> )	Vbm (m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	DA
Canal d'amener	21.50	7.53	12.39	19.92	625 331.00
Dessableur-déshuileur	104.80	36.68	58.86	95.54	2 999 956.00
Décanteur primaire	1 509.00	528.15	146.37	674.52	21 179 928.00
Bassin d'aération	264.75	92.66	162.81	255.47	8 021 836.50
Décanteur secondaire	1 509.00	528.15	146.37	674.52	21 179 928.00
Bassin de désinfection	251.50	88.03	127.47	215.50	6 766 543.00
Epaississeur	112.90	39.52	31.21	70.73	2 220 765.00
digesteur anaérobie	200.00	140.00	50.10	190.10	5 969 140.00
Lit de séchage	1 920.00	672.00	75.20	747.20	23 462 080.00
Gazomètre	/	/	/	/	5 000 000.00
Chaudière	50	35	/	35	1 149 000.00
<b>Coût total</b>					<b>98 574 507.50</b>

Avec :

Sh : surface horizontale de l'ouvrage.

Vtb : volume total de béton.

Donc le coût total du béton armé est : **Ctba = 98 574 507.50 DA**

#### VII.1.1.3. Coût totale du génie civil

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment:

$$C_{gc} = C_t + C_{tba} = 253\,478.82 + 98\,574\,507.50 = \mathbf{98\,827\,986.32\ DA}$$

#### VII.1.1.4. Coût des VRD

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25 * C_{gc} = 0,25 * 98\,827\,986.32 = \mathbf{24\,706\,996.58\ DA}$$

#### VII.1.1.5. Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques

Il est estimé à 40% du (C<sub>gc</sub> + C<sub>VRD</sub>)

$$C_{\text{éq}} = 0,4 * (98\,827\,986.32 + 24\,706\,996.58) = \mathbf{49\,413\,993.16\ DA}$$

#### VII.1.1.6. Coût total des investissements de la station

$$C_{\text{ti}} = C_{\text{gc}} + C_{\text{VRD}} + C_{\text{éq}}$$

$$C_{\text{ti}} = 98\,827\,986.32 + 24\,706\,996.58 + 49\,413\,993.16 = \mathbf{172\,948\,976.06\ DA}$$

#### VII.1.2. Coût de fonctionnement

##### VII.1.2.1. Le coût de main d'œuvre

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5 % du coût d'investissement

$$C_{\text{mo}} = 0,05 \times C_{\text{ti}} = 0,05 \times 172\,948\,976.06 = \mathbf{8\,647\,448.80\ DA}$$

##### VII.1.2.2. Le coût de l'énergie (consommation électrique)

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_{\text{e}} = P_{\text{u}} \times E_{\text{a}}$$

$P_{\text{u}}$  : prix unitaire du Kwh,  $P_{\text{u}} = 3.12\ DA$

$E_{\text{a}}$  : énergie annuelle consommée (Kwh)

$$E_{\text{a}} = E_{\text{j}} \times 365$$

$E_{\text{j}}$  : énergie journalière consommée (Kwh)

$$C_{\text{e}} = 3500 * 365 * 3.12 = \mathbf{3\,985\,800.00\ DA/an}$$

##### VII.1.2.3. Le coût des réactifs chimiques

Le prix de  $\text{m}^3$  de NaCl = 1200 DA

Calculons le prix annuel d'hypochlorite :

La quantité annuel d'hypochlorite est de  $350.4\ \text{m}^3\ (\text{NaClO})/an$

$$\text{Le coût annuel est de : } C_{\text{aj}} = Q_{\text{a}} \times P_{\text{u}} = 350.4 \times 1200 = \mathbf{420\,480\ DA/an}$$

##### VII.1.2.4. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique

Il est estimé à 5 % du coût d'investissement total :

$$C_{\text{rm}} = 0,05 \times 172\,948\,976.06 = \mathbf{8\,647\,448.80\ DA}$$

**VII.1.2.5. Le coût des frais financiers**

Il est estimé à 5 % du coût d'investissement total

$$C_{ff} = 0,05 \times 172\,948\,976,06 = \mathbf{8\,647\,448,80\ DA}$$

**VII.1.2.6. Le coût de fonctionnement total :**

$$C_{ft} = C_{mo} + C_e + C_{aj} + C_{rm} + C_{ff}$$

$$C_{ft} = 8\,647\,448,80 + 3\,985\,800 + 420\,480 + 8\,647\,448,80 + 8\,647\,448,80 = \mathbf{30\,348\,626,41\ DA}$$

**VII.1.3. Le coût d'amortissement**

$$C_{aa} = C_{ti} / t \quad \text{avec } t: \text{durée d'amortissement } t = 26 \text{ ans}$$

$$C_{aa} = 172\,948\,976,06 / 26 = \mathbf{6\,651\,883,69\ DA}$$

**VII.1.4. Le coût total de la station**

$$C_t = C_{aa} + C_{ft} + C_{ti} = 6\,651\,883,69 + 30\,348\,626,41 + 172\,948\,976,06 = \mathbf{209\,949\,486,16\ DA}$$

**VII.1.5. Le coût de m<sup>3</sup> d'eau épurée**

$$V_a = V_j \times 365 = 14\,288 \times 365 = 5\,215\,120 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$C_e = C_t / V_a = 209\,949\,486,16 / 5\,215\,120 = 40,26 \text{ DA}$$

Les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau VII.3.** Coût de la variante à moyenne charge

<b>L'investissement</b>	<b>Coût (DA)</b>
Terrassement	253 478.82
Béton armé	98 574 507.50
Génie civil	98 827 986.32
VRD	24 706 996.58
Les équipements électromécaniques et électriques	49 413 993.16
<b>Total</b>	<b>172 948 976.06</b>
<b>Fonctionnement</b>	
Main d'œuvre	8 647 448.80
L'énergie	3 985 800.00
Les réactifs chimiques	420480
Le renouvellement du matériel électromécanique	8 647 448.80
Les frais financiers	8 647 448.80
<b>Total</b>	<b>30 348 626.41</b>
L'amortissement	6 651 883.69
<b>Le coût total de la station</b>	<b>209 949 486.16</b>
<b>Le coût de m<sup>3</sup> d'eau épurée</b>	<b>40.26</b>

## VII.2. Coût de la variante à faible charge

Tableau VIII.4. Résultats de la variante à faible charge

<b>L'investissement</b>	<b>Coût (DA)</b>
Terrassement	266 803.20
Béton armé	103 890 560.00
Génie civil	104 157 363.20
VRD	26 039 340.80
Les équipements électromécaniques et électriques	52 078 681.60
<b>Total</b>	<b>182 275 385.60</b>
<b>Fonctionnement</b>	
Main d'œuvre	9 113 769.28
L'énergie	7 743 840.00
Les réactifs chimiques	420480
La renouvellement du matériel électromécanique	9 113 769.28
Les frais financiers	9 113 769.28
<b>Total</b>	<b>35 505 627.84</b>
L'amortissement	7 010 591.75
<b>Le coût total de la station</b>	<b>224 791 605.19</b>
<b>Le coût de m<sup>3</sup> d'eau épurée</b>	<b>43.10</b>

## Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé les volumes de béton armé ainsi que les terrassements et les différents frais de fonctionnement et de l'entretien des ouvrages.

Après l'étude économique, on remarque que le coût de la station ainsi que le mètre cube d'eau dans la faible charge revient nettement plus cher que la moyenne charge, de ce fait nous opterons donc pour cette dernière variante qui est la moyenne charge.

## Introduction

Pour assurer le bon fonctionnement, la pérennité des équipements et les performances épuratoires de la station d'épurations, il faut garantir une gestion adéquate et un entretien quotidien. L'objectif de ce chapitre est d'apporter une aide pratique à l'identification des différents types de dysfonctionnements, d'en expliquer les causes principales et de proposer des mesures préventives pour une bonne gestion d'une station d'épuration.

### VIII.1. Exploitation

Pour qu'une exploitation efficace et conforme aux prescriptions soit possible, les documents et moyens auxiliaires suivants concernant l'installation doivent être tenus à disposition:

- plans et description de l'installation livrée
- manuel d'utilisation remis par l'entreprise qui a fourni/fabriqué/planifié l'installation.
- instructions pour l'exploitation.
- prescriptions sur la prévention des accidents.
- plans d'alerte.
- journal d'exploitation, rapports d'exploitation.
- appareillages pour la maintenance, le nettoyage et le contrôle.

Tous les événements importants sont enregistrés dans les rapports d'exploitation. Ces derniers doivent être soigneusement conservés et être mis à disposition lors des contrôles. Les mesures et contrôles doivent être effectués selon les prescriptions de l'autorité cantonale de protection des eaux et les résultats consignés dans les rapports d'exploitation. Les eaux usées stockées ou épurées, les boues d'épuration et les résidus doivent être éliminés conformément aux prescriptions et exigences en vigueur.

### VIII.2. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station

Un certain nombre de mesures et de contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station doivent être effectués, dont les principaux sont :

- Mesure de débit,
- Mesure de pH et de la température,
- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO),
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO<sub>5</sub>),
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous,
- Mesure de la quantité de la quantité des sels nutritifs (azote et phosphore),
- Recherche des substances toxiques,
- Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs).
- Mesure concernant les boues : Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration.

On doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues.
- Le taux d'aération.

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

### **VIII.3. Contrôle de fonctionnement**

- la propreté et le nettoyage de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs,...etc.
- Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.
- Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.
- Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.
- Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien.
- Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distincte afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

#### **VIII.3.1. Contrôle journalier**

- le test de décantation et de turbidité.
- les odeurs.
- les couleurs des boues.
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire.

#### **Remarque**

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif.

#### **VIII.3.2. Contrôles périodiques**

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station.

#### **VIII.4. Entretien des ouvrages**

##### **VIII.4.1. Entretien des bassins de décantation**

L'entretien courant consiste à vérifier chaque jour les fonctionnements et encrassements. Il est également nécessaire de nettoyer au jet d'eau sous pression, chaque semaine, les déversoirs, les rigoles et la lame de surface du racleur.

Pour les décanteurs à racleur, il faut vidanger le bassin tous les trois à cinq ans et vérifier l'état des bavettes de raclage et des parties métalliques immergées.

##### **VIII.4.2. Entretien des ouvrages à boues activées**

Dans l'épuration par boues activées, une attention particulière doit être portée à l'aération. L'odeur, la couleur et l'aspect des boues sont des tests du fonctionnement normal ou anormal de la station.

Pour l'entretien courant, il convient de :

- remonter régulièrement, dans les bassins d'insufflation d'air, les rampes perforées pour le nettoyage et le débouchage des trous, en veillant à procéder à un remplacement des dômes poreux tous les trois à cinq ans, en fonction des spécifications du constructeur et du constat d'une éventuelle perte de rendement;
- veiller tous les trois ou quatre jours à ce que les matières ne soient pas accrochées aux pales de la turbine (dans le cas de bassins à turbine de surface) ;
- nettoyer toutes les semaines, au jet d'eau, les parties non immergées des bassins, ainsi que les déversoirs et les caniveaux.

**VII.4.3. Traitement des boues**

En tout premier lieu, on devra chercher à caractériser l'aptitude à la décantation des boues en calculant l'indice de Mohlman.

L'entretien courant comprend de multiples tâches, selon la filière mise en place, mais quelle que soit la taille de la station d'épuration, ce poste est l'un des plus importants dans la conduite de l'épuration. Notons en particulier la nécessité de :

- veiller au bon état des parties mobiles (parallélisme des toiles de filtre, encrassement des presses, usure des bols de centrifugeuse ... ) ;
- s'assurer de la bonne qualité de la chaux et de son dosage par rapport à la qualité attendue des boues;
- suivre avec attention les quantités de boues présentes dans les digesteurs, en relation avec la température et les volumes de biogaz produits;
- réaliser avec régularité la déshydratation des boues extraites et alimenter les stockages des boues (silo, hall,...) ;
- surveiller avec une grande rigueur la qualité des boues destinées à la valorisation agricole et le bon fonctionnement des équipements liés à la désodorisation de la filière.

**Tableau VIII.1** : Observations, diagnostic et recommandations sur les unités de traitement [10]

Observations	Diagnostic	Recommandations
<b>Bassins de décantation primaire</b>		
Compacité excessive des boues et difficulté d'extraction	Les boues contiennent des quantités anormales de sable	-Revoir le fonctionnement correct des dessableurs -Extraire plus fréquemment les boues
Nappe d'huile à la surface	Un établissement industriel déverse ces substances directement dans le réseau	Procéder à une enquête et repérer l'emplacement du rejet en visitant les regards des canalisations.
Formation de bulles de gaz avec remontée de boues à la surface du bassin	Fermentation sur le radier du bassin. Les bulles de gaz allègent les boues, lesquelles remontent en surface	-Extraire les boues plus fréquemment -Maintenir le PH des boues au-dessus de 6.5
<b>Traitement secondaire</b>		
<b>Epuration par boues activées</b>		
Remontée de boues à la surface du clarificateur	Maladie de la boue appelée bulking ou gonflement des boues	Augmenter l'oxygénation ou chlorer les boues en retour au taux de 5mg/l ou évacuer plus rapidement les boues en excès
L'eau du clarificateur a une coloration jaune-grise	Présence d'argile colloïdale dans l'effluent, consécutive à de fortes pluies d'orage (système unitaire)	-Supprimer provisoirement la recirculation. Evacuer les boues fréquemment -On peut précipiter l'argile en ajoutant à l'eau du clarificateur du sulfate d'alumine et de la chaux
Problèmes de décantation	-Bulking -Dénitrification	-Mettre un regard de dégazage, la surface minimale est de 1m <sup>2</sup> pour un débit traversier de 100m <sup>3</sup> /h -Prévoir la recirculation : faible taux

Suite du tableau VIII.1 :

<b>Traitement des boues (digestion anaérobie)</b>		
Chute de la production de gaz	Insuffisance de matières organiques dans les boues fraîches ou digestion acide caractérisée par une diminution du pH	-Mélanger aux boues fraîches des déchets organiques -Ajouter de la chaux dans la cuve des boues fraîches jusqu'à l'obtention du pH de 6.5
Gonflement de la boue et diminution du pH	Digestion incomplète, malaxage insuffisant des matières du digesteur	-Pousser le malaxage au maximum -Ajouter de la chaux dans la cuve de pompage des boues
Évacuation des boues mal digérées sur un lit de séchage, dégagement de mauvaises odeurs	Les boues mal digérées ne sèchent pas	- Il est recommandé de répandre du chlorure de chaux sur le lit de séchage et d'évacuer cette boue dès que possible

### Conclusion

Le maintien en parfait état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent avant tous sur :

- Une bonne qualité de l'exploitation, ceci peut être assuré par une qualification et une formation fréquente des personnels chargés de l'exploitation.
- Une application précise (le maximum possible) du procédé d'épuration.
- Un entretien périodique des différents ouvrages et équipements appartenant à la station d'épuration.

## Introduction

Lors de notre visite à la STEP de Sour El Ghozlane, nous avons remarqué que l'eau de la rivière est toujours noire. Après quelques recherches, nous avons découvert que la raison principale de ce phénomène est due à des habitations qui ne sont pas connectés au réseau d'assainissement, qui constituent deux pourcent (02 %) de la population totale. Ce dernier vise excréments dans la rivière.

Cette anomalie est due aux facteurs suivants :

- Des maisons individuelles implantées sur une parcelle isolée privée.
- Des zones où la cote du terrain naturelle est inférieure à la cote du radier du réseau d'assainissement.

Dans ce chapitre, nous allons proposer des solutions pour lutter contre une décharge publique des eaux usées dans la rivière.

### IX.1. Les micro stations d'épurations

Ce dispositif appelé « micro-station », assure le traitement de l'ensemble des eaux usées domestiques. Il fait appel aux principes de l'épuration aérobie dite par boues activées. C'est le résultat d'une certaine miniaturisation des stations d'épurations urbaines.

La technique de fonctionnement consiste à favoriser le développement d'une certaine flore bactérienne aérobie contenue dans les eaux usées, afin d'oxyder les matières organiques. L'oxygénation de l'effluent est obtenue par un dispositif mécanique (supsenseur d'air).

On maintient ainsi, dans les eaux à traiter, de l'oxygène dissous en quantité suffisante, de l'ordre de 2 mg/l. Après l'aération, une phase de décantation permet de séparer les boues du liquide avant rejet; cette transformation se réalise dans un ouvrage appelé « clarificateur ».

La qualité de l'effluent traité est généralement de 40 mg/l pour la DBO<sub>5</sub> et de 30 mg/l pour les MES et les rendements d'épuration sur les matières organiques sont supérieurs à 90 %.

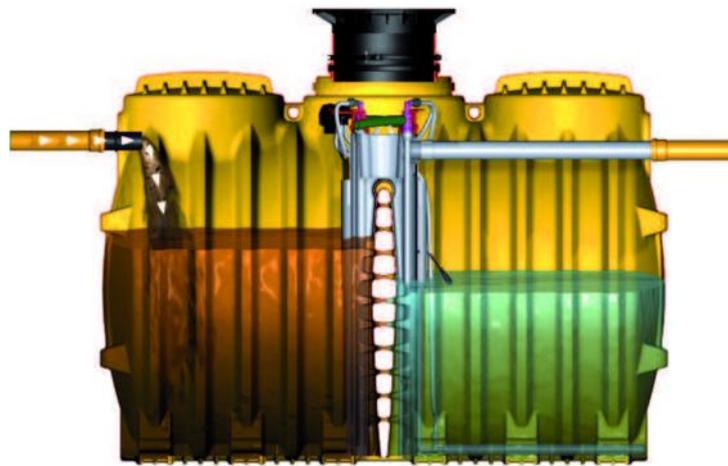
Le volume total des installations d'épuration biologique à boues activées doit être au moins égal à 2,5 m<sup>3</sup> pour des logements comprenant jusqu'à six pièces principales (1,5 m<sup>3</sup> pour la chambre de décantation et 1 m<sup>3</sup> pour la chambre d'aération). Pour les logements comprenant plus de six pièces principales, ce volume doit faire l'objet d'une étude particulière.

Les micro-stations exigent un entretien régulier consistant à soutirer les boues deux à quatre fois par an. Ces ouvrages sont néanmoins assez fragiles et c'est dans ce cadre (pour s'assurer d'une bonne fiabilité) que des traitements complémentaires peuvent être imposés.

### IX.1.1. Le fonctionnement des micro-stations d'épuration

- ✓ Les eaux usées arrivent dans le premier compartiment où se déroule une décantation

Les eaux usées sont acheminées dans le système par le collecteur recueillant les eaux usées du bâtiment. Lors de la phase de décantation les matières lourdes se déposent au fond et forment une couche de boue. Les boues restent dans le compartiment de décantation primaire et devront être éliminées lorsque la capacité de stockage maximale aura été atteinte.



**Figure IX.1 :** L'arrivée des eaux usées



**Figure IX.2 :** La phase de décantation primaire

✓ **Remplissage du compartiment de traitement (chargement)**

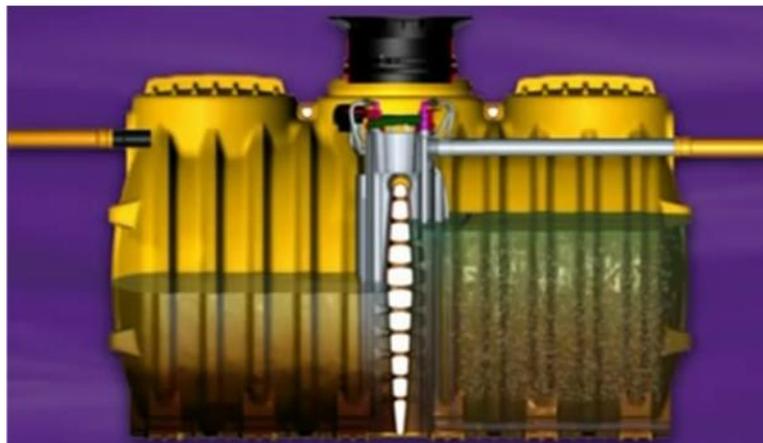
Le compartiment de traitement est rempli avec les eaux usées provenant du compartiment de décantation primaire.



**Figure IX.3 : Le chargement**

✓ **Phase de traitement des eaux usées**

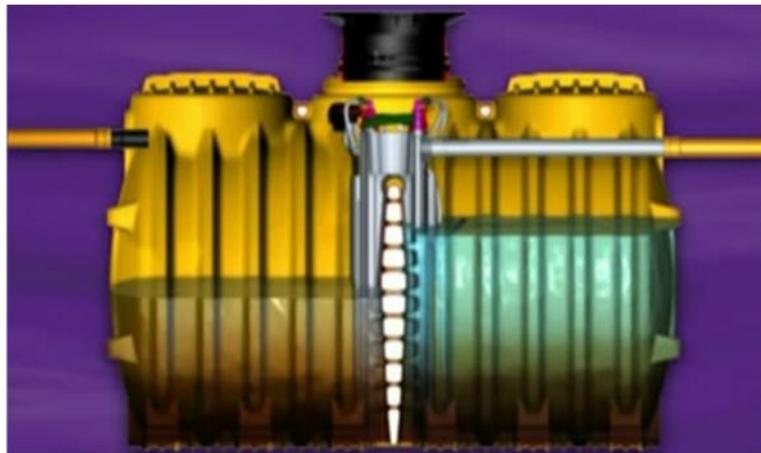
Dans le compartiment de traitement des eaux usées, des pulsations d'air séquentielles sont envoyées grâce à la cartouche d'aération et à sa membrane micro-perforée. Par cette aération séquentielle, l'oxygène est diffusé dans les eaux usées à traiter; les micro-organismes s'enrichissent d'oxygène afin de détruire les substances organiques. Il se forme ainsi de la boue activée. La durée de cette phase est six heures.



**Figure IX.4 : La phase de traitement biologique**

✓ **Phase de décantation**

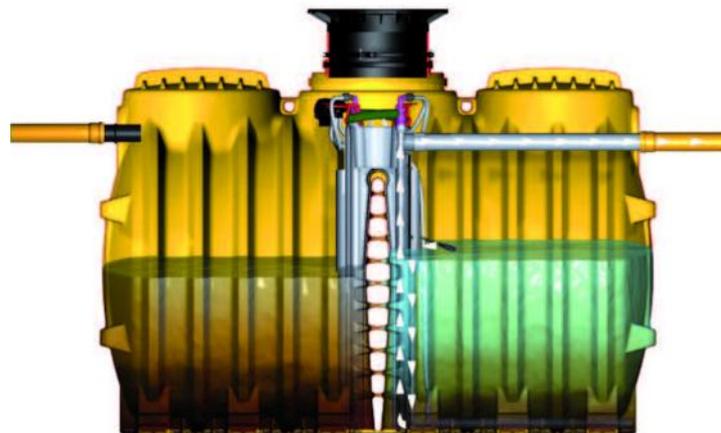
Une phase de décantation de 80 minutes suit la phase de traitement. Toutes les matières solides contenues dans les eaux usées ainsi que la boue activée se déposent au fond du compartiment de traitement, ce qui permet la formation d'une couche d'eau claire dans la zone supérieure.



**Figure IX.5** : La phase de clarification

✓ **Evacuation de l'eau traitée**

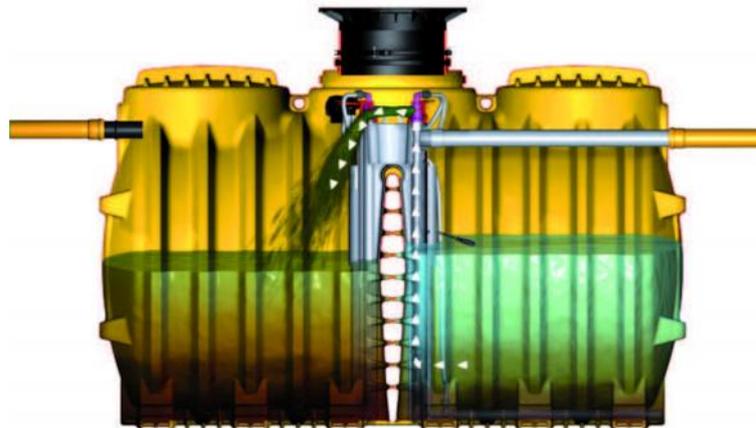
L'eau claire peut maintenant être évacuée vers l'extérieur.



**Figure IX.6** : L'évacuation de l'eau traitée

✓ **Renvoi de boue activée vers le compartiment de décantation**

La boue activée excédentaire est renvoyée dans le compartiment de décantation primaire.



**Figure IX.7:** Recyclage de boue activée.

### IX.1.2. Avantages et inconvénients

➤ **Avantages**

- ✓ Equipement pré-monté ;
- ✓ Installation facile et rapide ;
- ✓ Faible consommation d'énergie ;
- ✓ Pose une solution pour lutter contre la pollution de l'environnement.

➤ **Inconvénients**

- ✓ Très cher ;
- ✓ S'adapte seulement pour les eaux de vannes ;
- ✓ Sensible aux graisses, les détergents.

### IX.2. Fosse toutes eaux (FTE) :

Cet appareil est destiné à la collecte et à la rétention des matières solides et des déchets flottants. Les matières solides s'accumulent dans un premier compartiment et subissent une fermentation anaérobie basique que l'on nomme « digestion ». Cette digestion entraîne la production de gaz carbonique, d'hydrogène et de méthane. Un conduit de ventilation assure l'évacuation des gaz.

Après ce premier compartiment, un deuxième reçoit les effluents décantés sous la forme d'un liquide clair. Rappelons qu'il ne faut jamais acheminer les eaux pluviales dans la fosse et que la hauteur utile d'eau dans les compartiments ne doit pas être inférieure à 1 mètre.

Les fosses toutes eaux sont dimensionnées pour assurer un prétraitement de l'ensemble des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères). Le volume utile des fosses toutes eaux doit être au moins égal à 3 m<sup>3</sup> pour des logements comprenant jusqu'à cinq pièces principales. Pour des logements plus importants, il doit être augmenté d'au moins 1 m<sup>3</sup> par pièce supplémentaire. On voit ainsi que le dimensionnement d'une FTE est lié à la taille du logement et non au nombre d'habitants. Le temps de séjour des eaux résiduaires dans la fosse varie de cinq à dix jours. La fosse toutes eaux doit rester accessible pour les opérations de vidange.

Le rendement d'épuration de ces ouvrages est, au grand maximum, de 50 % sur la DBO et de 65 % sur les MES; en revanche, les rendements sont très faibles en azote. Les dispositifs n'arrêtent absolument pas les germes bactériens.

### **IX.2.1. L'épandage souterrain dans le sol naturel**

À sortie de la fosse toutes eaux, les eaux usées prétraitées nécessitent impérativement une épuration, en raison de leur charge polluante et de la présence de germes pathogènes. Le sol constitue un excellent milieu récepteur lorsque la nature du terrain le permet. En effet, les caractéristiques épuratrices du sol, notamment la perméabilité et la présence de micro-organismes, permettent de dire que l'infiltration superficielle dans le sol constitue la solution que l'on retiendra en priorité, dans la mesure où la nature du terrain sera reconnue satisfaisante. La capacité épuratrice du sol est très importante si l'effluent chemine lentement; on évalue qu'un hectare de sol peut admettre 160 kg de DCO en un jour, et le rendement est excellent.

L'épandage souterrain doit être réalisé par l'intermédiaire de tuyaux distributeurs, placés horizontalement dans un ensemble de tranchées. Ceux-ci doivent être posés aussi près de la surface du sol que le permet leur protection. La longueur totale des tuyaux distributeurs mis en œuvre doit être fonction des possibilités d'infiltration du terrain, des quantités d'eau à infiltrer, du niveau de la nappe, de la pente du terrain naturel et de la surface disponible de la parcelle considérée.

La perméabilité du sol s'apprécie par un test de percolation, qui permet de classer divers types de sol en déterminant le degré de conductivité hydraulique du terrain, exprimé en mm/h (coefficient k).

**Tableau IX.1 :** Degré de perméabilité du terrain

<b>Conductivité hydraulique (mm/h)</b>	<b>Perméabilité</b>
$K < 6$	sol imperméable
$6 < K < 10$	sol très peu perméable
$10 < K < 20$	sol médiocre
$20 < K < 50$	sol assez perméable
$K > 50$	sol perméable

Si l'on constate la présence d'une nappe à moins de 1 m du terrain naturel, l'épandage souterrain n'est pas possible. De même, dans le cas où la pente du terrain est supérieure à 15 %, l'épandage n'est pas recommandé.

Le tableau IX.2 indique un ordre de longueur des drains nécessaires pour des tranchées de 0,60 m de largeur, dans un sol bien drainé.

**Tableau IX.2 :** Exemples de dimensionnement de l'épandage

<b>Bâtiment d'habitation</b>	<b>sol perméable</b>	<b>sol assez perméable</b>	<b>sol médiocre</b>
4 pièces principales	3 tranchées de 7m	3 tranchées de 13.5m	3 tranchées de 20m
5 pièces principales	3 tranchées de 8.5m	3 tranchées de 17m	4 tranchées de 15m
6 pièces principales	3 tranchées de 10m	3 tranchées de 20m	4 tranchées de 30m

Les tuyaux doivent avoir un diamètre au moins égal à 0,10 m ; ils sont constitués d'éléments rigides en matériaux résistants et munis d'orifices dont la plus petite dimension doit être au moins égale à 5 mm.

Ces tuyaux sont placés dans des tranchées dont la profondeur est de 0,50 m. Ces fouilles sont exécutées en respectant une distance d'axe en axe au moins égale à 1,50 m, leur longueur ne dépassant pas 30 m.

Le fond de la tranchée est garni d'une couche de graviers sans fines, d'une granulométrie de 10/40 mm sur 10 à 20 cm. Une fois la canalisation en place, en adoptant une pente inférieure à 1 cm par mètre, on remblaie avec du gravier jusqu'à 10 cm au-dessus de la génératrice. On dispose ensuite une protection perméable à l'air et à l'eau. Enfin, on termine le remplissage de la tranchée par de la terre végétale.

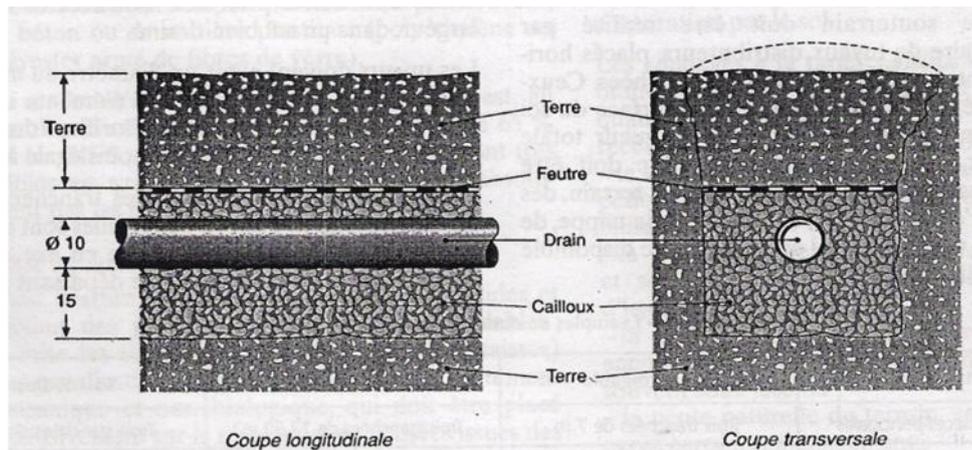


Figure IX.8 : Coupes d'une tranchée

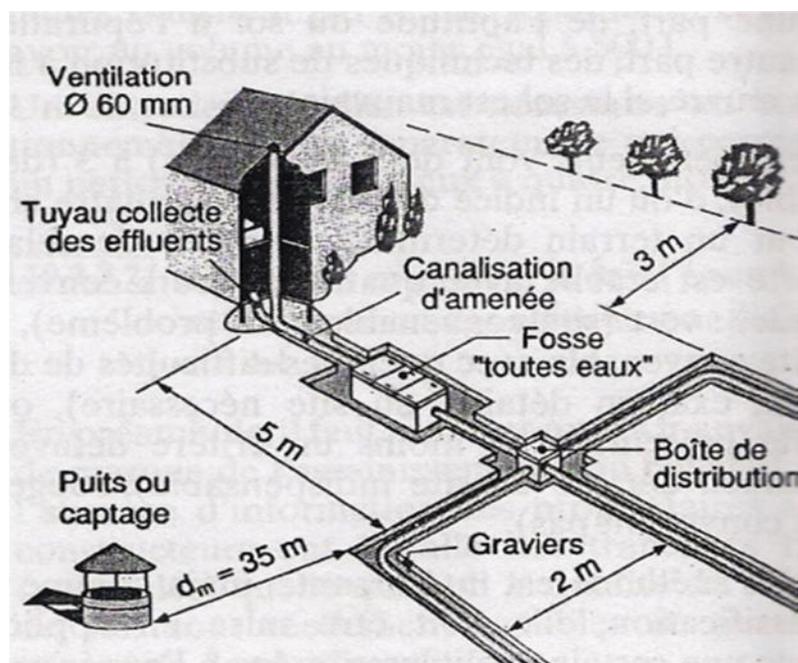


Figure IX.9 : Représentation d'un réseau de tranchées parallèles sur terrain plat et favorable

## Conclusion

Dans ce chapitre on a vu deux solutions de lutte contre la pollution et qui sont :

- Les micro-stations d'épuration
- les fosses toutes eaux

Après avoir visualisé les avantages et les inconvénients de chaque solution on a opté pour les fosses toutes eaux pour les raisons suivantes :

- moins cher que les micro-stations.
- Ne nécessite pas d'énergie électrique.
- Bon rendement.

---

## *Conclusion générale*

Pour garder un équilibre écologique et pour diminuer le taux de pollution au niveau de la ville de Sour El Ghozlane ; on a proposé la conception et la réalisation d'une station d'épuration dans cette ville.

La station d'épuration sert à purifier les eaux usées urbaines d'une population de 89 300 équivalents habitant à l'horizon de 2040.

Dans cette étude, le schéma du travail est le suivant :

- Estimation des débits des eaux usées.
- Analyse des effluents a traité.
- Détermination des charges polluantes.
- Choix de la filière de traitement.
- Dimensionnement des ouvrages de la station.

Et pour cela on a étudié deux variantes :

- ✓ Boues activées à moyenne charge.
- ✓ Boues activées à faible charge.

Et après une étude technico-économique des deux variantes, on a opté pour le choix de la variante de traitement par boues activées à moyenne charge pour les raisons suivantes :

- La variante la plus économique.
- Un rendement épuratoire important.

Et comme toute autre station du genre, une grande quantité de boues d'épuration résulte des traitements antérieurs, qui peuvent être utilisés dans le domaine agricole du fait de leur composition et richesse en matières fertilisantes et organiques.

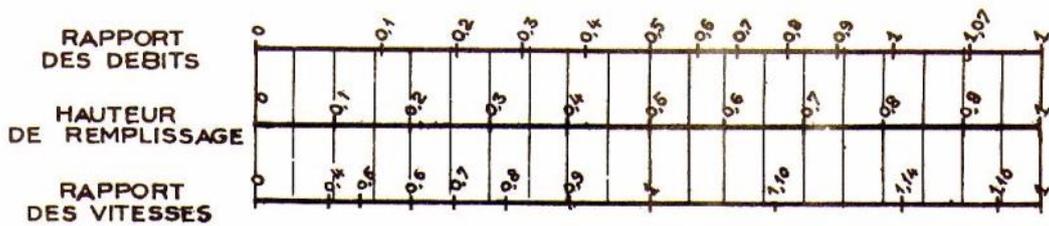
Il nous faut cependant souligner qu'une station d'épuration est durable par une bonne gestion et par des gens qualifiés.

# Références bibliographiques

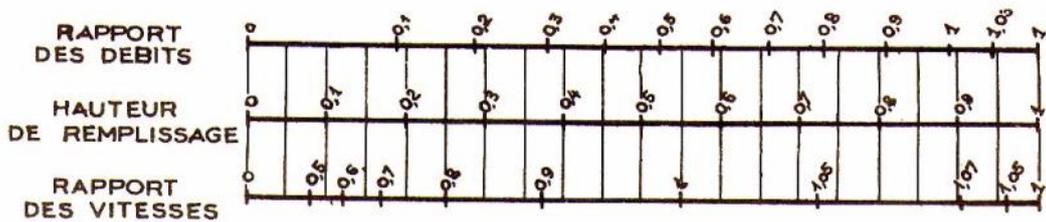
- [1]. **Claude Cardot.**- Les traitements de l'eau: procédés physico-chimiques et biologiques, cours et problèmes résolus.-Paris : ellipses, 1999.-247 p.
- [2]. **Cyril Gommella, Henri Guerree.**- Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales: la collecte.- Paris: Eyrolles, 1986.- 239p.
- [3]. **Degrémont.**- Mémento technique de l'eau: T. 1.- 10<sup>e</sup> ed.- Paris: Degrémont, 2005.- 785p.
- [4]. **Divet, H; Sculhor,P.**- traitement des eaux.- Paris: presses universitaires de France, 1980. - 128p.
- [5]. **Duchene, P.**- les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités.- Paris: Lavoisier, 1991.-88p.
- [6]. **E. Edeline.**- L'épuration biologique des eaux: théorie et technologie des réacteurs -Paris: lavoisier-Tee &Doc, 1996.- 303p.
- [7]. **Edward E. Baruth** - Water Treatment plant design.- 4<sup>e</sup> ed. -Paris: McGraw- Hill, 1990. Multipagination.
- [8]. **Gaid, Abdelkader.**- Epuration biologique des eaux usées urbaine: T.1et T.2.- Alger: OPD, 1987.-261p.
- [9]. **J.P.Becbarc, P.Boutin, B.Mercier** ... [et.al.].- traitement des eaux usées.- 2<sup>e</sup>. ed.- Paris: Eyrolles, 1987.- 281p.
- [10]. **Marc Satin, Bechir Selmi.** - Guide technique de l'assainissement.-3<sup>e</sup> ed.- Paris: Moniteur, 1999.- 726p.
- [11]. **Monchy, H.** Mémento d'assainissement: mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement.- 2<sup>e</sup> ed.- Paris: Eyrolles, 1974.- 125p.
- [12]. **P.D.Cemagref**, "Les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités", Paris 1990.
- [13]. **W.W.Eckenfelder.**- Gestion des eaux usées urbaines et industrielles: caractérisation-techniques d'épuration- Aspects économiques.-Paris : technique et documentation, Lavoisier, 1982.- 503p.
- [14].**www . wikipedia.com.**

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
 EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE  
 (d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux  $\frac{3}{10}$ , le débit est les  $\frac{2}{10}$  du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les  $\frac{78}{100}$  de la vitesse correspondant au débit à pleine section

**RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF**  
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

