

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE : TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE  
N° : .....



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES  
FILIERE : HYDRAULIQUE  
OPTION : HYDRAULIQUE URBAINE

**Mémoire présenté pour l'obtention  
du diplôme de Master Académique**

**Par: GUENDOUZ Zaidi  
MEKKI Nabil**

**Intitulé**

**Dimensionnement d'une station d'épuration pour  
la ville de Sidi – Aich (Béjaia)**

**Soutenu devant le jury composé de:**

Sahli Youcef	Université de M'sila	Président
Merzouk Belkacem	Université de M'sila	Rapporteur
Guemache Abderezak	Université de M'sila	Examineur

**Année universitaire : 2018 /2019**

# Remerciements

*Avant tout nous remercions **Allah**, de nous avoir donné la force et le courage d'effectuer ce projet de fin d'étude.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nous vifs remerciements à notre promoteur **Mr Merzouk Belkacem**, pour ses orientations, ses précieux conseils et sa contribution dans l'élaboration de ce travail.*

*Nous adressons un remerciement particulier aux **nos enseignants** du département d'hydraulique.*

*Nous remercions les enseignants de la faculté des Sciences et de la Technologie et tous les enseignants qui nous ont aidés de près ou de loin pendant toutes nos années d'études.*

*Nous tenons enfin à remercier **le président et les membres de jury** d'avoir accepté de juger ce travail.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu affectivement et moralement.*

*A*

- *Toute ma famille*
- *Mes chers frères et sœurs*
- *Toute les Amis et tout collègues de l'université de M'sila*

*A celui qui a collaboré avec moi dans ce travail mon collègue et ami GENDEUZ ZAIDI*

*Et aussi à toute ma classe de 2<sup>ème</sup> année hydraulique urbaine*

*N. Mekki*

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.*

*À mes chers frères et sœurs pour leur appui et leur encouragement.*

*À toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.*

*À tous mes amis particulièrement Bachir.*

*À tous mes amis de la promotion 2018/2019*

*ET à tous ceux que j'estime beaucoup.*

Z. GUENDOZ

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	01
------------------------------------	----

## **Chapitre I: Caractéristique général de la zone d'étude**

I.1. Introduction.....	02
I.2. Situation Géographique.....	02
I.3. Situation géologique.....	03
I.4. Réseau Hydrographique .....	03
I.5. Situation Climatique .....	03
I.5.1. Pluviométrie .....	03
I.5.2. La Température .....	04
I.5.3. L'ensoleillement.....	05
I.5.4. L'évaporation.....	06
I.5.5. Les vents .....	06
I.5.6.L'humidité.....	07
I.6. Situation hydraulique.....	07
I.6.1. Alimentation en potable.....	08
I.6.2. Réseau d'assainissement .....	08
I.7. Situation démographique.....	09
I.7.1. Estimation actuelle et future de la population à l'horizon du projet.....	09
I.8. Localisation du projet.....	10
I.9.Conclusion.....	10

## **Chapitre II : Caractéristiques des eaux usées**

II.1. Introduction .....	11
II.2. Origines des eaux usées.....	11
II.2.1. Les eaux usées domestiques.....	11
II.2.2. Les eaux usées industrielles .....	12
II.2.3. Les eaux pluviales .....	12
II.2.4. Les eaux agricoles .....	12
II.3. Systèmes d'assainissement.....	12

II.3.1. Système unitaire .....	12
II.3.2. Système séparatif .....	12
II.3.3. Réseau pseudo – séparatif.....	13
II.4 Types de pollution.....	13
II.4.1. Pollution organique.....	13
II.4.2. Pollution microbiologique.....	13
II.4.3. Pollution minérale .....	13
II.5. Paramètresde pollution des eaux .....	14
II.5.1. Paramètres physiques .....	14
II.5.1.1. La température.....	14
II.5.1.2. La conductivité .....	14
II.5.1.3. La turbidité .....	14
II.5.1.4. Couleur et odeur.....	14
II.5.1.5. Les charges pondérales .....	15
II.5.2. Paramètres chimique .....	15
II.5.2.1. La demande biologique en oxygène (DBO) .....	15
II.5.2.2. La demande chimique en oxygène (DCO) .....	15
II.5.2.3. Le potentiel Hydrogène (PH) .....	16
II.5.2.4. Le carbone organique total (COT) .....	16
II.5.2.5. Les sels nutritifs .....	16
II.5.2.6. La biodégradabilité .....	17
II.5.3. Les paramètres microbiologiques .....	17
II.6. Impacts sur le milieu récepteur .....	18
II.7. Caractéristiques de l'eau brute de la zone d'étude .....	18
II.8. Normes de rejets .....	19
II.9. Conclusion .....	20

## **Chapitre III: Les techniques d'épuration des eaux usées**

III.1. Introduction .....	21
III.2. Classification des techniques d'épuration .....	21
III.2.1. Le prétraitement.....	21
III.2.1.1. Le dégrillage.....	21
III.2.1.2. La dilacération.....	24

III.2.1.3. Le tamisage.....	24
III.2.1.4. Le dessablage.....	24
III.2.1.5. Dégraissage-déshuilage.....	25
III.2.2.Traitement primaire.....	26
III.2.2.1.Décantation.....	26
III.2.2.2.Coagulation-floculation.....	28
III.2.3. Traitement secondaire (traitement biologique).....	29
III.2.3.1. Classification des procédés d'épuration biologique.....	29
III.2.3.1.1. Les procédés extensifs ou naturels.....	29
III.2.3.1.2. Les procédés intensifs ou artificiels.....	37
III.2.4. Traitements tertiaires ou complémentaires.....	40
III.3. Conclusion.....	41

## **Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration**

IV.1. Introduction.....	42
IV.2. Evaluation des débits et des charges polluantes.....	42
IV.2.1. Evaluation des débits.....	42
IV.2.2. Les charges polluantes.....	43
IV.2.3. Performances exigées.....	45
IV.3. Prétraitement.....	46
IV.3.1. Dégrillage.....	46
IV.3.2. Dessablage-déshuilage.....	50
IV.4. Traitement secondaire.....	52
IV.4.1. Dimensionnement du bassin d'aération.....	53
IV.4.2. Bilan des boues.....	57
IV.4.3. Dimensionnement de clarificateur.....	59
IV.5. Traitement tertiaire.....	61
IV.5.1. Dimensionnement du bassin de désinfection.....	61
IV.5.2. Dose du chlore à injecter.....	62
IV.5.3. Traitement des boues.....	63
IV.5.3.1. Choix de la filière de traitement.....	63
IV.5.3.2.L'épaississement.....	64
IV.5.3.3. Déshydratation mécanique des boues.....	66

IV.6. Conclusion .....	68
------------------------	----

## **Chapitre V : Dimensionnement des stations de relevage**

V.1. Introduction .....	69
V.2. Données de base des stations de relevage .....	70
V.2.1. Dimensionnement de la station de relevage (SR1) .....	70
V.2.1.1. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement .....	70
V.2.1.2. Caractéristiques des pompes .....	71
V.2.1.3. Les caractéristiques des pompes choisies .....	72
V.2.1.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration .....	73
V.2.2. Dimensionnement de la station de relevage (SR2) .....	74
V.2.2.1. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement .....	74
V.2.2.2. Caractéristiques des pompes .....	75
V.2.2.3. Les caractéristiques des pompes choisies .....	76
V.2.2.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration .....	76
V.3. Conclusions .....	77

## **Chapitre VI : Calcul hydraulique**

VI.1. Introduction.....	78
VI.2. Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages .....	78
VI.3. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages .....	78
VI.3.1. Le diamètre .....	79
VI.3.2. Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages .....	79
VI.3.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les côtes piézométriques... ..	80
<b>Conclusions général</b> .....	83

**Références bibliographiques.**

**Annexes.**

## LISTE DES FIGURES

N° de la figure	Titre	Page
Fig. I.1	Situation géographique de la ville de Sidi-Aich	2
Fig. I.2	Evolution des précipitations pendant l'année	4
Fig. I.3	Représentation des températures moyennes mensuelles	5
Fig. I.4	Diagramme en bâton des moyennes mensuelles de la vitesse des vents	5
Fig. I.5	Diagramme en bâton des moyennes mensuelles de l'évaporation	6
Fig. I.6	Histogramme des moyennes mensuelles de la vitesse des vents	6
Fig. I.7	Histogramme des moyennes mensuelles d'humidité	7
Fig. I.8	Site de la future station d'épuration de Sid-Aich	10
Fig. III.1	Grille courbe	23
Fig. III.2	Dégrilleur vertical	23
Fig. III.3	Ouvrage de dessablage-déshuilage	26
Fig. III.4	Décanteur cylindro-conique statique sans raclage	27
Fig. III.5	Décanteur circulaire a raclage mécanique	27
Fig. III.6	Décanteur longitudinal à pont racleur	28
Fig. III.7	Infiltration-percolation étanchée et drainée	30
Fig. III.8	Système drainé sur sol en place imperméable	30
Fig. III.9	Système drainé avec un massif drainant étanché par une membrane imperméable	30
Fig. III.10	Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical	31
Fig. III.11	Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal	32
Fig. III.12	Lagunage naturel	33
Fig. III.13	Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel	33
Fig. III.14	Schéma de principe d'un lagunage aéré	35

Fig. III.15	Principe de fonctionnement d'une station à disque biologique	38
Fig. III.16	Schéma d'un disque biologique	38
Fig. III.17	Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien	39
Fig. III.18	Synoptique d'une station à boue activée	39
Fig. IV.1	Evolution de $C_m$ en fonction de $I_m$	58
Fig. IV.2	Exemple d'un filtre à bande	67
Fig. V.1	Plan de situation des stations de relevage et de la STEP	69

## LISTE DES TABLEAUX

N° du tableau	Titre	Page
Tableau I.1	Répartition mensuelle des précipitations	4
Tableau I.2	Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales	4
Tableau I.3	L'enseillement mensuel moyen (heures)	5
Tableau I.4	Moyennes mensuelles de l'évaporation	6
Tableau I.5	Moyennes mensuelles de la vitesse des vents	6
Tableau I.6	Humidité mensuelles moyennes (%)	7
Tableau I.7	Infrastructures hydrauliques existant dans la région d'étude	8
Tableau I.8	Etat du réseau d'assainissement existant	8
Tableau I.9	Le nombre de population pour différents horizons	9
Tableau II.1	Caractéristiques de l'eau brute	19
Tableau II.2	Normes de rejets dans un milieu récepteur (Journal Officiel de la République Algérienne, 2006)	19
Tableau III.1	Les techniques d'épuration extensive	35
Tableau III.2	Récapitulatif des avantages et inconvénients des cultures fixes sur support fin	36
Tableau III.3	Récapitulatif des avantages et inconvénients des cultures libres	37
Tableau III.4	Avantages et inconvénients des procédés intensifs	40
Tableau IV.1	Données de base du projet de la STEP	44
Tableau IV.2	Les caractéristiques exigées des eaux traitées	45
Tableau IV.3	Espacement et épaisseur des barreaux	46
Tableau IV.4	Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier	47
Tableau IV.5	Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin	47
Tableau IV.6	Les valeurs de F	48
Tableau IV.7	Les résultats de calcul des dégrilleurs	49
Tableau IV.8	Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage	50
Tableau IV.9	Dimensionnement du dessableur-déshuileur	52
Tableau IV.10	Classement des réacteurs biologiques selon leurs rendements et leurs charges.	53
Tableau IV.11	Résultats de calcul de l'aérateur	54
Tableau IV.12	Résultats de calcul des besoins en oxygène	57
Tableau IV.13	Les valeurs de $I_m$ en fonction de $C_m$	58
Tableau IV.14	Résultats de bilan des boues	59
Tableau IV.15	Résultats de calcul du clarificateur	61
Tableau IV.16	Calcul du bassin de désinfection	63

Tableau IV.17	Résultats de calcul de l'épaisseur	65
Tableau V.1	Les données des stations de relevage	70
Tableau V.2	Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR1)	74
Tableau V.3	Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR2)	76
Tableau VI.1	Côtes du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages	78
Tableau VI.2	Valeurs de K, m et $\beta$	79
Tableau VI.3	Longueur de chaque tronçon	79
Tableau VI.4	Les différentes côtes des ouvrages de la STEP	82

## Liste des abréviations

BV	Bassin versant
COT	Carbone organique total
CH <sub>4</sub>	Méthane
CO <sub>2</sub>	Dioxyde de carbone
DBO	Demande biochimique en oxygène
DBO <sub>5</sub>	Demande biochimique en oxygène pendant 5 jours
DCO	Demande chimique en oxygène
DN	Diamètre nominal
DPAT	Direction de la planification et de l'aménagement de territoire
EqH	Equivalent habitant
Hab	Habitant
H <sub>2</sub> S	Hydrogène sulfuré
I <sub>m</sub>	Indice de Mohlman
K	Coefficient de biodégradabilité
MES	Matières en suspension
MD	Matières décantables
MM	Matières minérale
MO	Matières organique
MVS	Matières volatiles en suspension
N	Azote
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	Azote ammoniacal
NGA	National Geospatial-Intelligence Agency
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	Nitrates
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	Nitrites
NTK	Azote total Kjeldahl
OMS	Organisation Mondial de la Santé
ONA	Office National d'Assainissement
O <sub>2</sub>	Oxygène
PDAU	Plan directeur d'aménagement d'urbanisme
PEHD	Polyéthylène haute densité
PH	Potentiel Hydrogène
PN	Pression nominal

PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup>	Phosphates
PT	Phosphore total
RN	Route national
SR	Station de refoulement
STEP	Station d'épuration
T	Température.
°C	Degré Celsius

# *Introduction générale*

## **Introduction générale**

L'eau est un bien précieux, ou autrement dit l'or bleu qui constitue un facteur clé pour la croissance et le développement socio-économique. L'eau a un double visage, un visage utile pour une utilisation humaine dans ses diverses activités quotidiennes, et l'autre visage qui est après utilisation, ses propriétés changent et deviennent des eaux usées rejetées dans le milieu naturel.

Les rejets des eaux usées augmentent du fait de l'industrialisation, et l'élévation du niveau de vie de la population. Ces rejets dans la nature est l'un de principaux phénomènes qui ont causé la pollution de l'environnement, à la contamination des eaux souterraines et la propagation des maladies d'origine hydrique.

Actuellement, les eaux usées issues des industries et des collectivités de la ville de Sidi-Aich sont rejetées directement dans l'Oued Soummam, sans aucun traitement préalable et par conséquence, elles peuvent engendrer de graves problèmes environnementaux et de santé publique. La réalisation d'une station d'épuration est parmi les solutions pour le traitement des eaux usées avant le rejet dans le milieu récepteur sans risque de contamination.

En Algérie, le procédé d'épuration par boues activées est le plus utilisé pour traiter les eaux usées urbaines. Ce procédé a des performances épuratrices et une fiabilité très importante, surtout vis-à-vis de la pollution organique.

L'objectif principal de notre étude consiste en un dimensionnement d'une station d'épuration à boues activées pour, d'une part protéger les eaux d'Oued Soummam, et d'autre part mettre à la disposition de la région, un grand potentiel en eau épurée pour une réutilisation à des fins d'irrigation.

Pour ce faire, nous avons structuré notre travail comme suit.

- Une introduction générale.
- Le chapitre I présente la zone d'étude.
- Le chapitre II décrit les caractéristiques des eaux usées.
- Le chapitre III résume les techniques d'épuration des eaux usées.
- Le chapitre IV décrit la méthodologie adoptée pour le dimensionnement de la future station d'épuration pour les deux horizons 2030 et 2045.
- Le dimensionnement des stations de relevage est décrit dans le cinquième chapitre.
- Le sixième chapitre résume le calcul hydraulique de la station.
- Une conclusion générale.

# **Chapitre I**

## ***Caractéristiques générales de la zone d'étude***

## Chapitre I: Caractéristiques générales de la zone d'étude

### I.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter la ville de Sidi-Aich, en indiquant sa situation géographique et climatique, la situation démographique, l'aspect hydrographique, géologique, ses équipements, ses infrastructures et son aspect hydraulique.

### I.2. Situation géographique

La ville de Sidi-Aich est située au Sud-Ouest et à environ 45 Km du chef-lieu de la wilaya de Bejaia, et environ 220 km de la capitale. Elle est axée sur la vallée de la Soummam et située approximativement dans la partie centrale de celle-ci, à une distance relativement faible de la mer. La ville de Sidi Aich est délimitée par quatre communes (Fig. I.1).

- La commune de Tifra ;
- La commune de Tinebdhar ;
- La commune de Sidi Ayad ;
- La commune de Leflay.

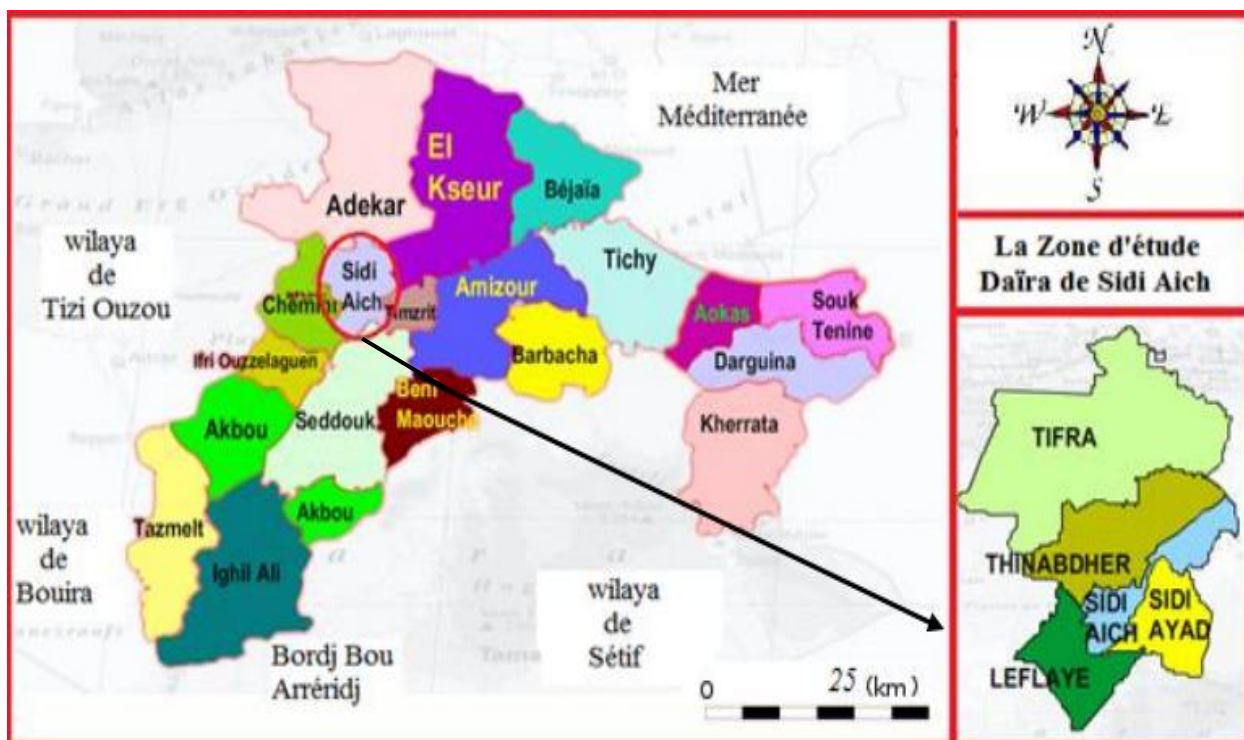


Figure I.1 : Situation géographique de la ville de Sidi-Aich

Cette ville a pour coordonnées géographiques Latitude 36° 36' 47" Nord Longitude: 4° 41' 18" Est, et couvre une superficie de 7.70 km<sup>2</sup>.

La ville de Sidi-Aich est traversée par l'Oued Soummam. Elle est reliée par la RN 26 à Bejaia et à la RN 5 en passant par Akbou vers Alger.

### **I.3. Situation géologique**

Dans la région du Sidi-Aich, on distingue plusieurs types de sol suivant les régions. Le fond de la vallée est constitué par des alluvions grises. En principe, ces sols peuvent devenir très productifs à condition que leur couche supérieure (sable-argileuse) ne soit pas lessivée régulièrement.

### **I.4. Réseau hydrographique**

La présence de la vallée de la Soummam est la caractéristique des données hydrographiques. L'Oued Soummam est le principal collecteur des eaux superficielles de la région ; il présente un écoulement permanent et se jette dans la baie de Bejaïa. Il divise la commune de Sidi-Aich en deux rives.

La rive gauche, l'Oued Soummam est composé de plusieurs affluents (Ighzran) qui sont :

- Ighzer Bou-Haddad
- Targa Ouada
- Ighzer Oukhendouk
- Ighzer Bouzermane
- Targa Tasgounfouts
- Ighzer Maala.

Par contre au niveau de la rive droite, il existe qu'un seul affluent appelé : Ighzer N'Chbib

Du point de vue hydrologique, la ville de Sidi-Aich est divisée en dix-huit (18) sous-bassins versants (BV), tracés par dix-huit cours d'eaux.

### **I.5. Situation climatique**

L'aspect climatique est un facteur important à considérer pour un projet de station d'épuration. La ville de Sidi Aich est caractérisée par un climat méditerranéen subhumide, caractérisé par une saison sèche du mi- juin à la mi-novembre et des courtes périodes de sub-sècheresses entre ces deux périodes.

#### ***I.5.1. Pluviométrie***

L'étude de précipitation constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale pour les

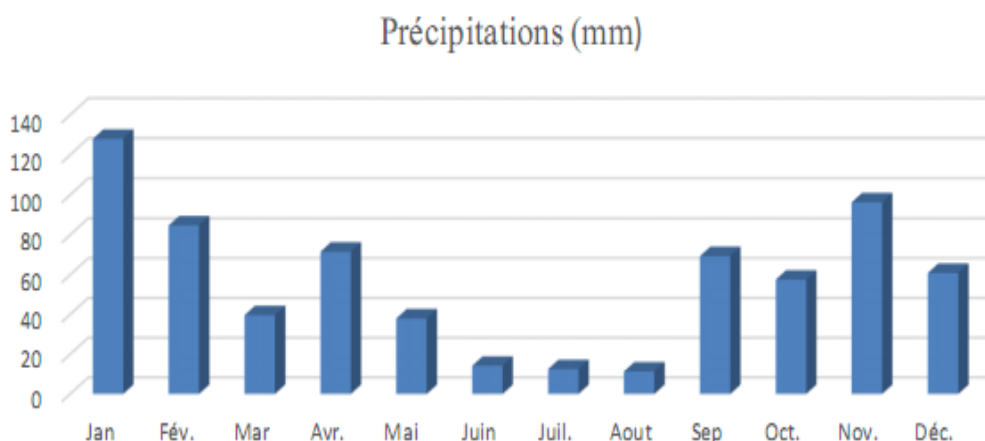
aménagistes, afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques comme les égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales, ainsi que le coût des réseaux de drainage. D'après la station pluviométrique de Bejaïa (Altitude : 2 m, Latitude : 36°43, Longitude : 05°04E), la pluie moyenne annuelle est de 684.5 mm/an. La répartition mensuelle de cette pluie est la suivante :

**Tableau I.1: Répartition mensuelle des précipitations**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Précipitations (mm)	128	84,8	39,7	71,6	38	14,2	12,5	11,4	69,4	57,6	96,3	60,9	684,5

Source : (Office national de la météorologie)

Ce tableau nous montre qu'au cours de la période (1993 /2003) la station enregistre un maximum de précipitation en mois de janvier (128 mm) et un minimum en mois d'août (11.4 mm).



**Figure I.2 : Evolution des précipitations pendant l'année**

### I.5.2. La température

Les températures sont relativement douces et variables : basses en hiver (< à 12,5 °C) et relativement élevées en été et plus particulièrement en juillet et août (27,46 °C).

**Tableau I.2 : Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
T <sub>max</sub> (C°)	16,7	17	19	20,4	23,3	27,2	29,2	30,2	28,1	25,4	21,1	18	23
T <sub>min</sub> (C°)	7,8	7,2	9,4	10,7	14,7	18,4	20,8	22,4	19,4	16,3	12,2	10,1	14,1
T <sub>moy</sub> (C°)	12,5	14	15	16,7	20,2	24	26,1	27,4	24,7	21,2	16,8	14,2	19,5

Source : (Office national de la météorologie)

Les valeurs de température mensuelles moyennes, minimales et maximales sont représentées dans la figure suivante.

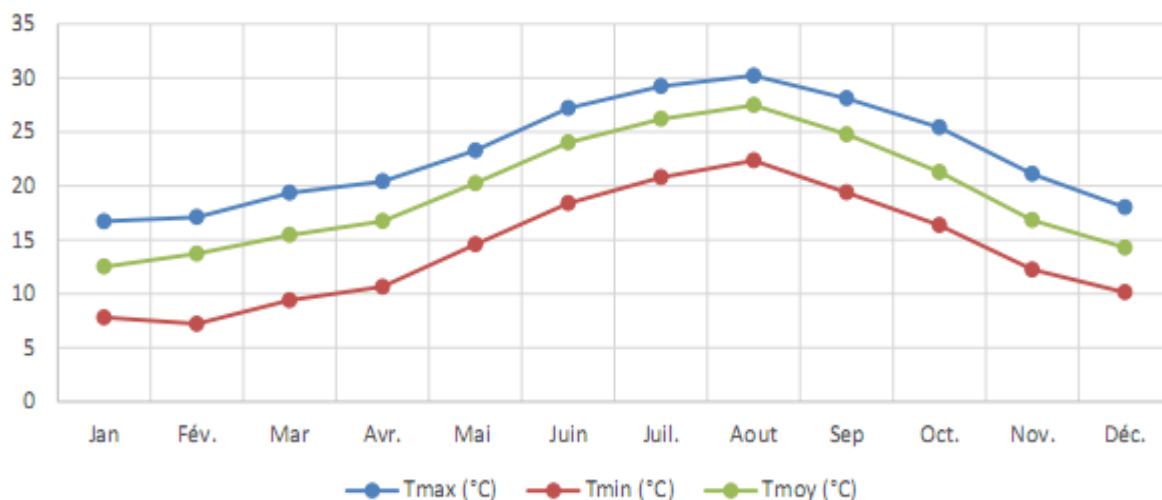


Figure I.3 : Représentation des températures moyennes mensuelles

**I.5.3. L'ensoleillement**

Les valeurs de l'ensoleillement mensuelles moyennes sont présentées dans le tableau ci- après :

Tableau I.3: L'ensoleillement mensuel moyen (heures)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Ensoleillement (h)	5,3	5.9	7,4	8,14	9,1	10,1	11,1	9,59	7	6,2	5,4	4,6	7,56

Source : (Office national de la météorologie)

Les valeurs les plus importantes de l'insolation sont enregistrées en période allant du mois du mars au mois d'octobre. La valeur la plus élevée est celle du mois de Juillet (11,1 heures).

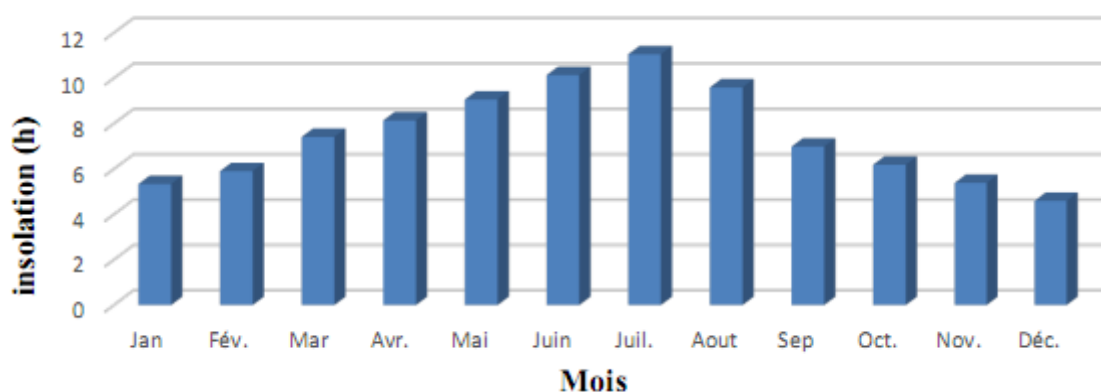


Figure I.4 : Diagramme en bâton des moyennes mensuelles de la vitesse des vents

**I.5.4. L'évaporation**

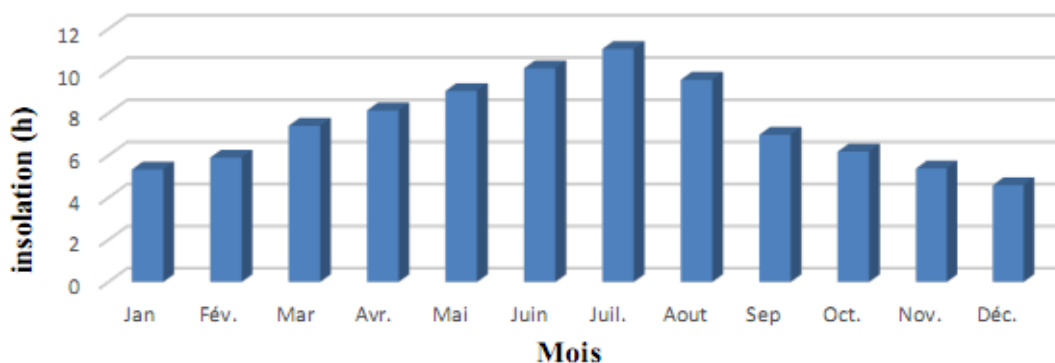
Les valeurs moyennes mensuelles d'évaporation enregistrées au niveau de la station météorologique de Bejaïa sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau I.4 : Moyennes mensuelles de l'évaporation**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Evapo- ration	68,1	58	52,4	76	76,3	90,6	97	96,7	85,7	80,4	78,4	66,6

Source : (Office national de la météorologie)

Nous remarquons que l'évaporation est importante aux mois de juin, juillet et août et elle est faible aux mois de février et mars.



**Figure I.5 : Diagramme en bâton des moyennes mensuelles de l'évaporation**

### I.5.5. Les vents

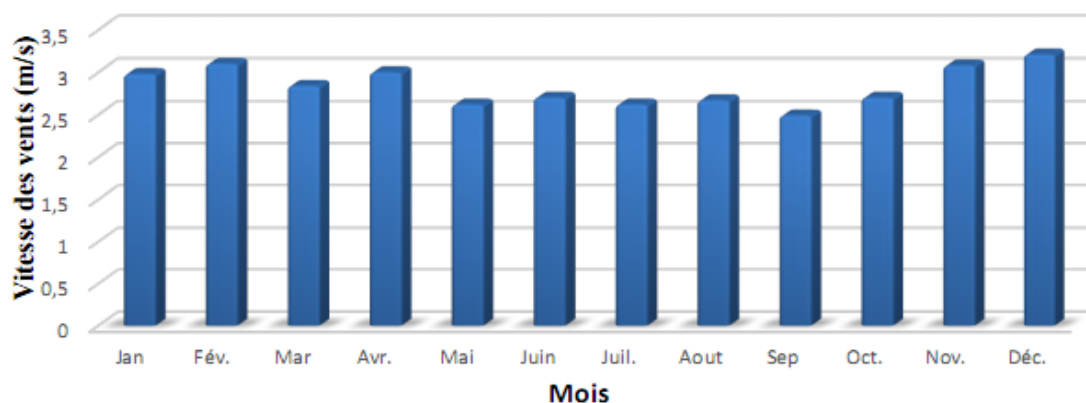
Il s'agit d'un facteur important dans le système de protection de la station d'épuration.

**Tableau I.5 : Moyennes mensuelles de la vitesse des vents**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
v (m/s)	2,9	3,1	2,8	3	2,6	2,7	2,6	2,67	2,4	2,7	3,08	3,21	2,83

Source : (Office national de la météorologie)

D'après le tableau, on remarque que les vitesses des vents dans la région sont calmes, et soufflant avec une intensité annuelle moyenne d'environ 2,83 m/s.



**Figure I.6 : Histogramme des moyennes mensuelles de la vitesse des vents**

### I.5.6. L'humidité

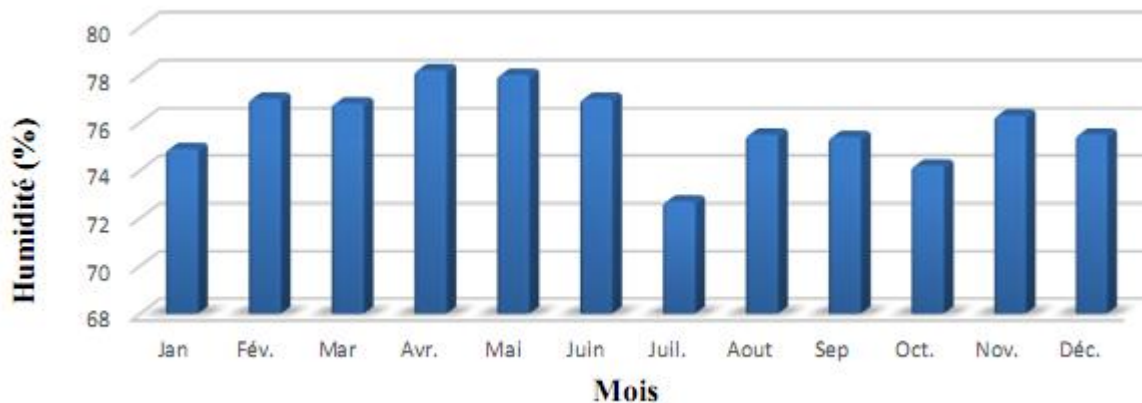
C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale, et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

**Tableau I.6 : humidité mensuelles moyennes (%)**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Humidité (%)	74,9	77	76,8	78,2	78	77	72,7	75,5	75,4	74,2	76,3	75,5	76

Source : (Office national de la météorologie)

La moyenne annuelle de la région est de 76 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en avril (78,2 %) et minimales en juillet (72,7 %).



**Figure I.7 : Histogramme des moyennes mensuelles d'humidité**

## I.6. Situation hydraulique

La situation hydraulique comprend les réseaux d'alimentation en eau potable et de l'assainissement.

### I.6.1. Alimentation en potable

Actuellement, la ville de Sidi-Aich est alimentée par le barrage TICHY-HAFT, grâce à un by-pass réalisé entre la conduite de refoulement venant du forage Aghernouse. La conduite d'adduction du barrage de TICHY-HAFT passe par la ville de Sidi-Aich avec un DN 1200 en acier.

Un premier piquage est réalisé en DN 350 fonte sur cette conduite à l'entrée de la ville sur la rive gauche pour alimenter les communes de Sidi-Aich, Leflay, Tibane et Tinebdhar via les réservoirs  $2 \times 2500 \text{ m}^3$ . Un deuxième piquage est réalisé en DN 250 acier sur cette conduite à la sortie de la ville sur la rive droite pour alimenter la commune de Sidi-Ayad et la rive droite de la ville de Sidi-Aich. Ce branchement alimente la station de reprise de Timzeghra [1].

Tableau I.7 : Infrastructures hydrauliques existant dans la région d'étude [2]

Commune	Forage existant		Forage exploité		Puits (m <sup>3</sup> /j)	Source	Réservoir		Châteaux d'eau	
	Nbre	Débit (L/S)	Nbre	Vol/Exp (m <sup>3</sup> /j)			Nbre	Capacité (m <sup>3</sup> )	Nbre	Capacité (m <sup>3</sup> )
SIDI-AICHI	03	112	01	250	0	/	11	2650	/	/
EL-FLAY	02	115	02	4320	02	80	13	1650	/	/
TINEBDHAR	/	/	/	/	/	80	11	1830	/	/
TIFRA	01	/	01	300	/	800	35	2940	/	/
SIDI-AYAD	02	50	02	576	/	/	08	1650	/	/

On peut conclure que notre zone d'étude dispose de divers équipements pour assurer une eau potable de bonne qualité à l'ensemble de la population.

### I.6.2. Réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement de la ville est de type séparatif, il couvre presque la totalité de la commune de Sidi-Aich. Le taux de raccordement est de 98 %.

Tableau I.8 : Etat du réseau d'assainissement existant [2]

Commune	Population	Gestion	taux de raccordement (%)	NBR point de rejet	Milieu récepteur des collecteurs
Sidi-Aich	15490	ONA	98	10	Soummam

D'après le constat du réseau d'assainissement précité, les différents rejets seront collectés par trois collecteurs principaux vers un seul point de rejet, où sera implantée la future station d'épuration.

- Le collecteur principal N°1 de Sidi-Aich, Leflay et Tinebdhar projeté, longera la RN 26 où les réseaux secondaires existants se brancheront vers les points de rejets des communes.
- Le collecteur principal N°2 de Sidi-Ayad assurera la collecte des eaux usées déversées vers le rejet de Sidi-Ayad et l'acheminement vers la station d'épuration.
- Le collecteur principal N°3 de Remila assurera la collecte des eaux usées déversées vers le rejet de Remila et l'acheminement vers la station d'épuration.

## I.7. Situation démographique

La commune de Sidi-Aich est caractérisée par un taux de croissance inférieur à celui considéré comme taux naturel au niveau national. D'après les données recueillies au niveau de la Direction de la Planification et de l'Aménagement du Territoire (DPAT) et les données du Plan Directeur

d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU), le taux d'accroissement de la population varie entre 1.05 et 2.5 %. Le taux d'accroissement moyen est de 1,7 %.

### ***1.7.1. Estimation actuelle et future de la population à l'horizon du projet***

Pour pouvoir déterminer les débits d'eaux usées d'origine domestiques à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population desservie et son évolution en fonction du temps. Il est donc nécessaire d'estimer la population future à différents horizons. Pour cela, nous avons fait appel à la formule du taux d'accroissement géométrique qui stipule que la croissance est directement liée à la population actuelle, soit :

$$P_n = P_0(1 + T/100)^n \dots\dots\dots (\text{habitants})$$

Avec :

- $P_n$  : la population future à l'horizon considéré.
- $P_0$  : population à l'année de référence (2015).
- $T$  : Taux d'accroissement de la population (%)
- $n$  : nombre d'années séparant les deux horizons.

Pour un taux d'accroissement de 1.7 %, l'estimation de la population future aux différents horizons du calcul est la suivante.

**Tableau I.9 : Le nombre de population pour différents horizons [1]**

Année			2015	2030	2045
<b>STEP Sidi-Aich</b>	Sidi Aich	Nombre d'habitants	15490	19946	25685
	Leflay		9690	12478	16068
	Tinebdhar		8668	11162	14373
	Sidi-Ayad		6790	8743	11259
	Remila (1640 Lgts)		9840	12671	16316
<b>Total</b>			<b>50478</b>	<b>65000</b>	<b>83701</b>

### **I.8. Localisation du projet**

Le projet a pour objectif la construction de la nouvelle station d'épuration des eaux usées de la ville de Sidi-Aich, au lieu-dit, Chet. La parcelle destinée à ce projet est un terrain accidenté situé à environ 03 km à l'Est de la ville, d'une superficie de 1.37 hectares, délimité au nord par la route nationale n° 26 (RN26) et entouré par des terrains privés à vocation agricole. L'ensemble se trouve sur le versant Nord de Oued Soummam, avec des pentes et des déclivités de direction Nord-Sud (Fig. I.8).



**Figure I.8 : Site de la future station d'épuration de Sid-Aich**

### **I.9. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons vu que la zone d'étude est caractérisé par un climat Méditerranéen, un relief de vastes plaines de la vallée de la Soummam et une zone montagneuse ; ce qui favorise l'écoulement gravitaire vers la partie basse.

Toutes les eaux usées chargées en matières polluantes sont déversées à l'air libre vers l'Oued Soummam, sans aucun traitement préalable, entraînant une pollution du milieu récepteur et des problèmes de la santé publique, d'où la nécessité de l'installation d'une station d'épuration.

# **Chapitre II**

## *Caractéristiques des eaux usées*

## Chapitre II : Caractéristiques des eaux usées

### II.1. Introduction

Dans la vie quotidienne, l'homme utilise l'eau pour répondre à ses besoins. Les multiples utilisations de l'eau par l'homme donne lieu à la formation d'eaux usées de différentes origines telles que, les eaux usées domestiques (eaux ménagères, eaux de vanes), les eaux usées industrielles, les eaux agricoles et les eaux pluviales. Ces eaux sont généralement rejetées dans un réseau d'assainissement.

Les eaux usées sont des liquides de composition hétérogène, chargées de matières minérales ou organiques, pouvant être en suspension ou en solution, et dont certaines peuvent avoir un caractère toxique. A cette charge s'associent presque toujours des matières grasses et des matières colloïdales [3].

### II.2. Origines des eaux usées

Suivant l'origine des substances polluantes, on distingue quatre grandes catégories d'eaux usées :

- les eaux domestiques
- les eaux industrielles
- les eaux pluviales
- les eaux agricoles [4].

#### II.2.1. Les eaux usées domestiques

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. Elles se répartissent :

- ✓ en eaux "ménagères", qui ont pour origine les salles de bains et les cuisines. Elles sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques,...etc.
- ✓ en eaux "vannes". Il s'agit des rejets des toilettes, chargés de diverses matières organiques azotées, de germes fécaux, de contaminants divers tel que les médicaments et un nombre quasi infini de polluants - produits d'entretien (non seulement les lessives mais aussi, peintures, mercure de thermomètre, colle,...etc.), qui peuvent être apportés par les diverses utilisations par les particuliers [5].

### ***II.2.2. Les eaux usées industrielles***

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus des matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micros polluants organiques, des hydrocarbures. Elles ne sont mélangées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte, et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution [6].

### ***II.2.3. Les eaux pluviales***

Elles peuvent aussi constituer la cause de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...). En outre, lorsque le système d'assainissement est dit "unitaire", les eaux pluviales sont mêlées aux eaux usées domestiques. En cas de fortes précipitations, les contraintes de préservation des installations d'épuration peuvent imposer un déversement de ce mélange très pollué dans le milieu naturel [7].

### ***II.2.4. Les eaux agricoles***

Les effluents agricoles renferment diverses substances, d'origine agricole ou animale. Il s'agit de solutions d'engrais lessivées par les sols fertilisés, des produits phytosanitaires (pesticides) et des déjections animales (purins et lisier de bétail) [4].

## **II.3. Systèmes d'assainissement**

Un système d'assainissement est un réseau public de collecte et de transport des eaux usées vers une station d'épuration. On distingue :

### ***II.3.1. Système unitaire***

Les eaux usées et les eaux pluviales sont reçues dans une même et unique canalisation.

### ***II.3.2. Système séparatif***

Comportant deux réseaux de canalisations différents, l'un pour les eaux usées, et l'autre pour les eaux pluviales.

### ***II.3.3. Réseau pseudo – séparatif***

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux usées de ruissèlement. L'autre fraction des eaux de ruissèlement sera transitée par les caniveaux et quelques tançons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux de toitures et des eaux usées. Son inconvénient est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration dû à l'apport des eaux pluviales.

## **II.4. Types de pollution**

La pollution de l'eau est la contamination par des déchets, des produits chimiques ou des micro-organismes. La pollution se manifeste généralement sous trois formes principales :

- Organique.
- Microbiologique.
- Minérale.

### ***II.4.1. Pollution organique***

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante d'autant plus que dans son acceptation la plus large, cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités. On distingue pour les eaux usées urbaines les matières organiques banales (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non ioniques), les huiles et goudrons. Autres substances organiques utilisées ou fabriquées industriellement (des phénols, des aldéhydes et des composés azotés) [3].

### ***II.4.2. Pollution microbiologique***

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organismes vivants dans les eaux usées apportés par les excréments d'origines humaine ou animale. La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu [3].

### ***II.4.3. Pollution minérale***

Il s'agit d'effluents constitués essentiellement de métaux lourds en provenance des industries métallurgiques, de traitement de minerais (plomb, cuivre, fer, zinc, mercure). Il y'a aussi le cas de certains sels provenant de l'agriculture. Ces substances suscitées peuvent causer des problèmes sur l'organisme de l'individu, perturbation de l'activité bactérienne en station d'épuration, et affectation des cultures agricoles [3].

## **II.5. Paramètres de pollution des eaux**

Habituellement, le potentiel de pollution d'une eau est apprécié par une série d'analyse physico-chimiques, dont certaines tentent de reproduire les modifications que cette eau sera susceptible d'apporter dans le milieu où elle sera rejetée. Ces mesure sont complétées par des analyses plus spécifique et à l'origine de nuisances majeures, tel que le phosphore ou l'azote. Dans certains cas particuliers, des produits toxiques peuvent être recherchés [8].

Les paramètres de pollution des eaux usées se présentent sous trois formes principales :

- Paramètres physiques
- Paramètres chimiques
- Paramètres biologique.

### ***II.5.1. Paramètres physiques***

#### ***II.5.1.1. La température***

C'est un paramètre souvent négligé dans les collecteurs urbains, mais qui devrait être plus souvent mesuré, surtout dans le cas de rejet industriel dans le réseau. Le fonctionnement de certains ouvrages d'épuration, notamment les dégraisseurs, est sensible à des températures trop élevées. Ainsi, tout rejet doit être inférieur à 30 °C [8].

#### ***II.5.1.2. La conductivité***

C'est une mesure simple, qui se pratique avec une électrode et fournit une indication précise sur la concentration totale en sels dissous. Par comparaison avec la conductivité de l'eau potable, il est possible de juger rapidement si des apports importants, en particulier industriels, ont lieu dans le réseau d'assainissement. Le résultat est donc exprimé en micro-siemens par centimètre ( $\mu\text{s}/\text{cm}$ ) [8].

#### ***II.5.1.3. La turbidité***

La turbidité représente l'opacité d'un milieu trouble. C'est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières non dissoutes. Elle est causée par la présence de matières en suspension (MES) fines dites les colloïdes, comme les argiles, les limons, ... [9].

#### ***II.5.1.4. Couleur et odeur***

La couleur d'une eau usée urbaine est grisâtre, mais certains rejets industriels (teinture, papeteries ...) contiennent des colorants particulièrement stables. Il existe plusieurs gaz qui donnent des odeurs, résultant d'une fermentation ou d'une décomposition [9].

### **II.5.1.5. Les charges pondérales**

➤ **Les matières en suspension (MES)**

Elles représentent les matières qui ne sont ni à l'état soluble ni à l'état colloïdal, donc retenues par un filtre. Les MES, qui comportent des matières organiques et minérales, constituent un paramètre important qui marque le degré de pollution d'un effluent urbain ou même industriel [8].

➤ **Les matières volatiles en suspension (MVS)**

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension, et sont obtenues par calcination de ces MES à 525 °C pendant deux heures. La différence de poids entre MES à 105 °C et MES à 525 °C donne la "perte au feu" et correspond à la teneur en MVS en (mg/L) d'une eau [8].

➤ **Les matières minérales (MM)**

Elles représentent le résultat d'une évaporation totale de l'eau, c'est-à-dire son "extrait sec", constitué à la fois par les matières minérales en suspension et les matières solubles (chlorures, phosphates ...) [8].

➤ **Les matières décantables (MD)**

Elles représentent la fraction des matières en suspension qui sédimentent pendant un temps donné (moins 2 heures) [9].

### **II.5.2. Paramètres chimiques**

#### **II.5.2.1. La demande biologique en oxygène (DBO<sub>5</sub>)**

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène consommé par les micro-organismes pour assurer la dégradation des matières biodégradables en 5 jours, à 20 °C et à l'obscurité. L'unité de mesure de la DBO est le mg O<sub>2</sub>/L [10].

#### **II.5.2.2. La demande chimique en oxygène (DCO)**

La demande chimique en oxygène représente la quantité d'oxygène consommé par toutes les matières réductrices. L'élément oxygène est fourni par un oxydant très puissant (dichromate de potassium) en condition acide et à ébullition pendant 2 heures. La quasi-totalité des matières sont oxydées [10].

### **II.5.2.3. Le potentiel Hydrogène (pH)**

Le pH mesure la concentration des ions  $H^+$  dans l'eau. Il caractérise un grand nombre d'équilibre physico-chimiques. La valeur du pH influe la croissance des micro-organismes présents dans l'eau. La plupart des bactéries par exemple peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9, l'optimum étant situé entre 6,5 et 8,5. Des valeurs inférieures à 5 ou supérieures à 9 affectent la survie des micro-organismes aquatiques selon l'OMS [3].

### **II.5.2.4. Le carbone organique total (COT)**

Il ne représente que le carbone présent dans les composés organiques. La valeur de (COT), contrairement à la DBO, détermine complètement les composés difficilement ou non dégradables biochimiquement, qui sont d'une grande importance pour l'évaluation de la pollution de l'eau et des effluents [3].

### **II.5.2.5. Les sels nutritifs**

Les nutriments sont des éléments qui peuvent se présenter dans les eaux usées urbaines, sous forme organique ou minérale. Ils sont responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques. La connaissance des quantités des nutriments contenus dans l'eau usée est donc indispensable pour le contrôle de la qualité des nutriments dans les effluents épurés avant de les rejeter dans le milieu récepteur [3].

#### **✓ Le phosphore**

Dans les eaux usées, l'élément phosphore se trouve majoritairement sous la forme d'anions phosphates. On peut répertorier les ortho-phosphates ( $PO_4^{3-}$ ), les phosphates hydrolysables et les phosphates organiques à l'état dissous ou particulaire. La somme des trois formes du phosphore est appelée le phosphore total [10]. L'apport journalier de phosphore est d'environ 04 g par habitant par jour. La connaissance de la quantité du phosphore dans les eaux résiduaires permet de savoir si un traitement biologique est envisageable [3]

#### **✓ L'azote**

Cet élément se trouve dans les eaux usées sous différentes formes. Ces formes divisées en deux grandes familles : l'azote réduit et l'azote oxydé.

- **L'azote réduit** : Azote organique (N) et Azote ammoniacal ( $NH_4^+$ ).
- **L'azote oxydé**: se retrouve de façon marginale dans les eaux usées ; il s'agit des nitrates ( $NO_3^-$ ) et des nitrites ( $NO_2^-$ ), produits de la transformation chimique (oxydation) de l'azote réduit.

L'azote contenu dans les eaux résiduaires domestiques est essentiellement sous forme Ammoniacale [8].

✓ **L'azote total Kjeldahl (NTK)**

L'azote total Kjeldahl est la somme de deux formes d'azotes organique et ammoniacales dans une eau usée, leur unité est  $\text{mg}_{(N)}/\text{L}$ . Dans NTK, il y a une forte quantité de sels ammoniacaux ( $\text{NH}_4^+$ ) [8].

### **II.5.2.6. La biodégradabilité**

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être décomposé ou oxydé par les microorganismes qui interviennent dans les processus d'épuration biologique des eaux. Elle est exprimée par un coefficient  $K$ , avec  $K = \text{DCO}/\text{DBO}_5$

- $K < 1.5$  : les matières oxydables sont constituées en grande partie de matières fortement biodégradables.
- $1.5 < K < 2.5$  : les matières oxydables sont t biodégradables (*Traitement biologique*).
- $2.5 < K < 3$  : les matières oxydables sont peu biodégradables (*Traitement biologique associé à un traitement physico-chimique*).
- $K > 3$  : les matières oxydables sont non biodégradables (*Traitement biologique impossible*).

Un coefficient  $K$  très élevé se traduit par la présence des éléments inhibiteurs dans l'eau et de la croissance bactérienne, tels que : les sels métalliques, les détergents, les phénols, les hydrocarbures...etc. La valeur du coefficient  $K$  détermine le choix de la filière de traitement à adopter. Si l'effluent est biodégradable, on applique un traitement biologique, sinon, on applique un traitement physico-chimique [11].

### **II.5.3. Les paramètres microbiologiques**

Les eaux usées contiennent tous les microorganismes (bactéries, virus, protozoaires, les helminthes et champignons) dont certains sont pathogènes. La présence de coliformes et de streptocoques témoigne d'une contamination fécale de ces eaux, et qu'il est impératif de les épurer pour préserver le milieu naturel [11].

➤ **Les bactéries**

Ces sont des micro-organismes qui peuvent dégrader et assimiler une grande partie de la matière organique contenue dans les eaux usées. La concentration en bactérie pathogènes est de l'ordre  $10^4/\text{L}$ . Les plus fréquemment rencontrées, les salmonelles qui sont responsables de la typhoïde et des troubles intestinales.

➤ **Les virus**

Les virus sont des agents pathogènes extrêmement petits, leur concentration dans les eaux usées est comprise entre  $10^3$  et  $10^4$  particule/L. Leur isolement et leur dénombrement dans les eaux usées sont difficiles.

➤ **Les protozoaires**

La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites, c'est-à-dire, qu'ils se développent aux dépens de leur hôte. Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle de vie une forme de résistance, appelée *kyste*. Cette forme peut résister généralement aux procédés de traitements des eaux usées.

➤ **Les helminthes**

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des organismes parasites fréquemment rencontrés dans les eaux usées urbaines. Le nombre d'œufs d'helminthes peut être évalué entre 10 et  $10^3$  d'œufs/L. Parmi ces œufs on trouve notamment les ascaris et les ténias.

## **II.6. Impacts sur le milieu récepteur**

Les rejets des eaux usées brutes perturbent l'équilibre du milieu récepteur d'une part, et d'autre part la perte de ces eaux sans récupération. La quantité de pollution rejetée est devenue incompatible avec les capacités d'autoépuration des cours d'eau et provoque des conséquences néfastes, telles que :

- La dégradation du milieu naturel.
- La pollution des mers, des lacs et des cours d'eau.
- Le risque de contamination des eaux souterraines.

## **II.7. Caractéristiques de l'eau brute de la zone d'étude**

Les eaux usées à traiter sont constituées essentiellement par des effluents d'origine domestiques, ou par des effluents provenant de commerces ou de services qui présentent des caractéristiques et une aptitude à l'épuration voisine de celles des effluents domestiques.

Selon les résultats d'analyse enregistrés par l'Office National d'Assainissement (ONA) de Béjaïa pendant plusieurs campagnes de prélèvement des eaux usées de Sidi-Aich, les caractéristiques de l'eau brute à l'entrée de la STEP sont les suivantes.

Tableau II.1 : Caractéristiques de l'eau brute

Paramètre	Unité	Valeur
DBO <sub>5</sub> à l'entrée	(mg/L)	337.5
DCO à l'entrée	(mg/L)	843.75
MES à l'entrée	(mg/L)	437.5
Azote N-NTK à l'entrée	(mg/L)	87.5
Phosphore à l'entrée	(mg/L)	15.63
Rapport (DCO/DBO <sub>5</sub> )	/	<b>2.5</b>

Les résultats montrent que le coefficient de biodégradabilité **K** des eaux des rejets de Sidi-Aich est de **2.5**, ce qui signifie que ces eaux contiennent des matières organiques (M.O) biodégradables ; d'où le mode de traitement le plus adapté est le traitement biologique.

## II.8. Normes de rejets

Les eaux usées se caractérisent par des paramètres physico-chimiques et bactériologiques, qui permettent de déterminer leur éventuelle origine, et de connaître l'importance de leur charge polluante. Avant qu'elles ne soient rejetées dans le milieu naturel et ne le dégradent, elles doivent impérativement obéir à des normes établies pour protéger les milieux récepteurs contre la pollution. Pour cela, elles sont acheminées vers une station d'épuration où elles subissent plusieurs phases de traitement. Selon les normes Algériennes, les valeurs limites maximales de rejet d'effluents sont regroupées dans le tableau suivant.

**Tableau II.2 : Normes de rejets dans un milieu récepteur (Journal Officiel de la République Algérienne, 2006)**

Paramètres	Unités	Valeurs limites
Température	°C	30
pH	/	6.5 à 8.5
MES	mg/L	35
DBO <sub>5</sub>	mg/L	35
DCO	mg/L	120
Azote Kjeldahl	mg/L	30
Phosphates	mg/L	02
Phosphore total	mg/L	02

Cyanures	mg/L	0.1
Aluminium	mg/L	03
Cadmium	mg/L	0.2
Fer	mg/L	03
Manganèse	mg/L	01
Mercure total	mg/L	0.01
Nickel total	mg/L	0.5
Plomb total	mg/L	0.5
Cuivre total	mg/L	0.5
Zinc total	mg/L	03
Huiles et Graisses	mg/L	20
Hydrocarbures totaux	mg/L	10
Indice Phénols	mg/L	0.3
Fluor et composés	mg/L	15
Étain total	mg/L	02
Composés organiques chlorés	mg/L	05
Chrome total	mg/L	0.5
Chrome III +	mg/L	03
Chrome VI +	mg/L	0.1
Solvants organiques	mg/L	20
Chlore actif	mg/L	1.0
PCB ( <i>Polychlorobiphényles</i> )	mg/L	0.001
Détergents	mg/L	2
Tensioactifs anioniques	mg/L	10

## II.9. Conclusion

Les eaux usées de différentes compositions et de diverses origines contiennent des polluants dangereux qu'il faut éliminer avant le rejet en milieu naturel. Ces polluants sont éliminés par le biais de différentes techniques et étapes réalisées dans une station d'épuration.

La connaissance de la qualité des eaux usées à traiter est indispensable dans un projet de conception d'une station d'épuration, ainsi pour le choix adéquat du procédé d'épuration, et par conséquent le respect des normes de rejets.

Selon la valeur du coefficient de biodégradabilité, le traitement biologique est le plus adapté à la future station d'épuration.

# **Chapitre III**

## ***Les techniques d'épuration des eaux usées***

## Chapitre III: Les techniques d'épuration des eaux usées

### III.1. Introduction

La filière de l'épuration des eaux usées recommande différentes techniques à divers niveaux technologiques souvent très élaborées. Ceci est illustré comme étant des méthodes classiques de traitement, ainsi que de nouvelles techniques visant la protection de l'environnement et la sauvegarde du milieu naturel.

### III.2. Classification des techniques d'épuration

Les méthodes de traitement des eaux usées sont diverses, et peuvent être classées en quatre catégories.

- Le prétraitement
- Le traitement primaire
- Le traitement secondaire
- Le traitement tertiaire ou de finition.

#### III.2.1. Le prétraitement

Le prétraitement a pour objectif de séparer les matières grossières et les éléments susceptibles de gêner les étapes ultérieures du traitement. Il comprend quatre principaux modes de traitement des eaux usées: le dégrillage, pour retenir les déchets volumineux, le dessablage, pour obtenir une meilleure décantation et éviter l'abrasion des équipements, le dégraissage et le déshuilage pour éviter l'encrassement de la station par des corps gras [8].

##### III.2.1.1. Le dégrillage

Cette opération consiste à faire passer l'effluent entre les barreaux d'une grille, dont l'écartement se mesure habituellement en centimètres. On retire ainsi de l'eau les fragments de dimension supérieure à l'écartement des barreaux [9].

#### ❖ *Caractéristiques générales d'une installation de dégrillage*

##### a) **Forme et position de la grille**

La grille peut être droite ou courbée, les grilles droites peuvent être placées en position verticale ou inclinées par rapport au plan horizontal.

##### b) **Espacement des barreaux**

L'espacement entre les barreaux permet de fixer la taille des déchets à éliminer. Pour cela, on distingue trois types de dégrillage, en fonction de la taille des détritiques à éliminer [8].

- un pré-dégrillage : espacement de 30 à 100 mm
- un dégrillage moyen : espacement de 10 à 30 mm
- un dégrillage fin : espacement de 3 à 10 mm.

### c) Vitesse de passage et pertes de charge

La vitesse de passage de l'eau doit permettre l'application des matières sur la grille sans provoquer des pertes de charge importantes, ni entrainement des colmatages en profondeur des barreaux.

- La vitesse moyenne de passage ( $v$ ) se situe entre 0.6 m/s et 1.40 m/s en débit maximal.
- Les pertes de charge ( $\Delta h$ ) varient de 0.05 à 0.15 m en eau de consommation, et de 0.1 à 0.40 m en eau résiduaire [8].

### ❖ Les différents types de grilles

#### a) Grilles manuelles

Elles sont composées de barreaux droits, de section circulaire ou rectangulaire, généralement inclinées sur l'horizontale ( $60^\circ$  à  $80^\circ$ ), parfois mobiles (sur glissière ou pivotantes pour faciliter le nettoyage du canal d'un by-pass destiné à éviter les débordements en cas d'obstruction. Ces grilles sont généralement réservées aux très petites installations d'épuration. Le nettoyage s'effectue manuellement à l'aide d'un râteau. Ce nettoyage quotidien nécessitant parfois plusieurs interventions de l'exploitant dans la journée, est une opération indispensable au bon fonctionnement de l'installation. Ces interventions induisent un surcoût d'exploitation.

#### b) Grilles mécaniques

Elles sont indispensables à partir d'une certaine taille de station d'épuration, voire sur des installations de faible importance afin de réduire les interventions manuelles de nettoyage. Ces grilles sont à fonctionnement automatique par horloge électrique. Parmi celles-ci, on distingue les grilles à nettoyage par l'amont et celles à nettoyage par l'aval.

##### 1) Grilles mécaniques à nettoyage par l'amont

Le mécanisme de nettoyage se trouve placé à l'mont du champ de grille. Parmi les grilles mécaniques à nettoyage par l'amont, on distingue :

###### a) Les grilles courbes :

Adaptées pour les petites et moyennes stations d'épuration, avec des profondeurs relativement réduites de canal (de 0.50 m à 1.80 m). Le débit à traiter varie de  $10 \text{ m}^3/\text{h}$  à  $5000 \text{ m}^3/\text{h}$ . Le nettoyage est assuré par des peignes (Fig. III.1).

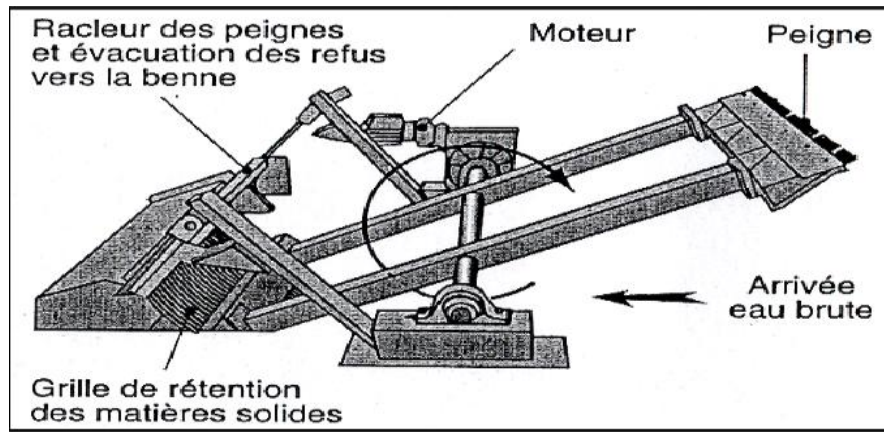


Figure III.1: Grille courbe

### b) Les grilles droites :

Fortement relevées sur l'horizontale, parfois même verticales, permettant de couvrir une gamme de débits de 100 à 40 000 m<sup>3</sup>/h (prise d'eau de surface). Selon la nature des produit, le nettoyage peut être effectué par un dispositif alternatif ou continu (grappins, râteaux, racleurs, brosses) et le système par câble ou par chaîne sans fin (Fig. III.2).

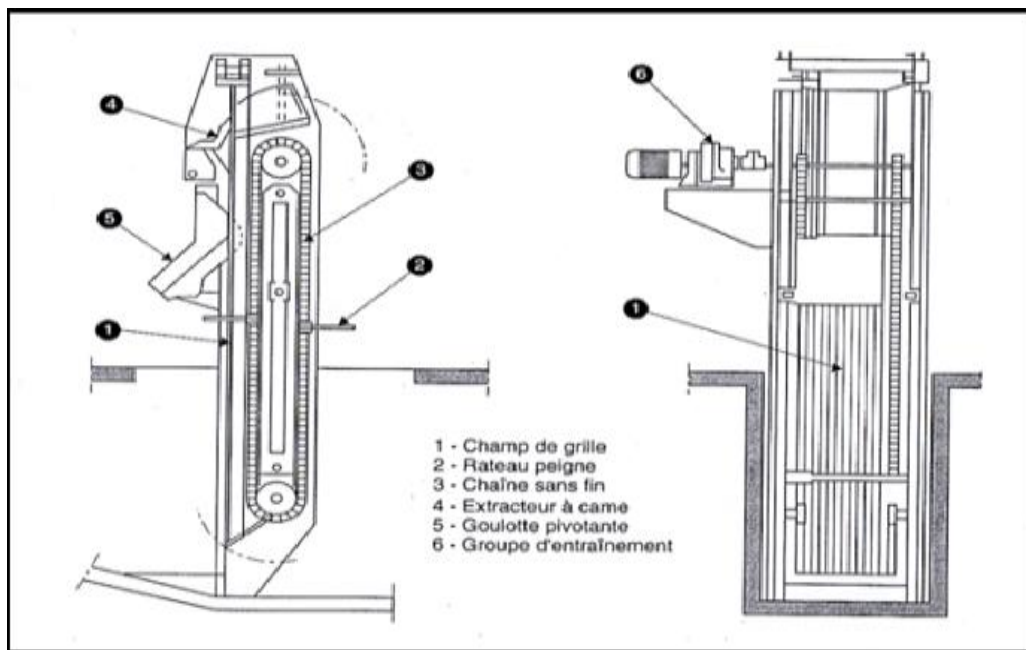


Figure III.2: Dégrilleur vertical

### 2) Grilles mécaniques à nettoyage par l'aval

Le mécanisme de nettoyage se trouve placé à l'aval du champ de grille (avec chaîne sans fin), présentant ainsi des risques de rechute d'une fraction des résidus récupérés en aval. Les grilles sont équipées de râteaux-peignes montés sur des chaînes sans fin. Elles peuvent traiter des eaux très chargées, pour une gamme de débits allant de 500 à 30000 m<sup>3</sup>/h [8].

### **III.2.1.2. La dilacération**

Opération qui concerne essentiellement les eaux résiduaires urbaines, a pour but déchiqeter ou de désintégrer, les matières solides décantables fines qui peuvent continuer à suivre le circuit de l'eau vers les stades de traitement ultérieurs par cette méthode, les nuisance et les sujétions induites par l'évacuation et la décharge des déchets de dégrillage sont supprimées [8].

### **III.2.1.3. Le tamisage**

En épuration, le tamisage est une opération préconisée sur les effluents industriels chargés en matières en suspension (abattoirs, conserveries, etc.) avant leur traitement ou leur rejet dans le réseau.

Trois principales fonctions du tamisage peuvent être motionnées :

- La récupération de déchets utilisables
- La protection de canalisations ou de pompes (évitant l'obstruction)
- La limitation des risques de dépôts et de fermentations [8].

### **III.2.1.4. Le dessablage**

Il est important d'éliminer les sables présent dans l'effluent :

- Pour éviter leur sédimentation ultérieure, qui peut amener le bouchage de canalisations qu'il sera difficile de désobstruer, surtout si elles sont enterrées.
- Pour protéger les organes mécaniques en mouvement rapide (pompes de relèvement, axes de chaines, rotors de centrifugeuses à boues).

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0.2 mm environ [9].

La vitesse de sédimentation de ces particules est fonction de la viscosité du liquide, la densité relative de la particule, et du diamètre de la particule. On distingue plusieurs types de dessableurs suivant la géométrie des bassins ou la circulation du fluide.

#### **a) Dessableur canaux gravitaire :**

L'eau est ralentie de façon à faciliter la sédimentation des sable, une particule arrivant en surface sera captée si elle attient le fonde du dessableur avant de pénétrer dans la zone de sortie.

On trouve :

##### **1) Dessableur couloire simple :**

Ce sont des canaux, à section généralement rectangulaire, avec ou sans goulotte de recueil des sables, dans lesquels on ralentit la vitesse de l'eau à moins de 0.3 m/s, de façon à éviter le réentraînement par le courant des particules déposées.

**2) Dessableur couloire à vitesse constante :**

L'irrégularité des apports provoque une variation de la vitesse de l'eau, d'où à certaines heures, des dépôts excessifs de boues organique, à d'autres l'entraînement de sable.

Il est possible de régulariser le débit soit en mettant en service automatiquement, selon le débit d'entrée, une série de dessableur simple en parallèle, soit plus simplement, en installant à l'aval du dessableur un déversoir proportionnel.

**3) Dessableur à insufflation d'air :**

L'injection d'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques, et provoque l'apparition d'un mouvement de rotation de l'eau ; ce mouvement permet d'accélérer la sédimentation vers une fosse d'extraction. Ces appareils sont calculés pour un temps de séjour de 3 à 5 minutes, et une injection d'air de 1 à 1.5 m<sup>3</sup> /m<sup>3</sup> d'eau.

**b) Dessableur à effet hydrodynamique :**

On utilise la vitesse de l'eau pour provoquer soit un rouleau localisé, soit une giration d'ensemble de la masse liquide, les grains de sable sont ainsi dirigés vers la paroi.

Parmi ceux- ci on peut citer :

**1) Dessableur avec piège à sable :**

Des dessableurs à couloires, inclinées à (25-30°) sur le sens du courant, légèrement convergent vers l'aval, à profil concave, le sable recueilli est dirigé, du fait de l'inclinaison de la rigole sur l'axe, vers une goulotte latérale, d'où il est évacué par pompage continu ou périodiquement.

**2) Dessableur circulaire :**

Dans ces appareils alimentés tangentiellement, les sables sont projetés vers la paroi et descendent en décrivant une spirale d'axe vertical. Un bon fonctionnement est assuré par une vitesse d'arrivée de 0.7 à 0.8 m/s (< 1 m/s), un temps de séjour de 30 à 45 secondes (> 25 s) et un diamètre de l'ordre de 5 à 15 m environ.

**III.2.1.5. Dégraissage-déshuilage**

C'est une opération destinée à éliminer les graisses et les huiles présentes dans les eaux résiduaires (station-service, abattoirs, industries alimentaires, ...).

Les inconvénients des graisses et huiles sont notamment :

- Envahissement des décanteurs
- Diminution des capacités d'oxygénation des installations des traitements biologiques
- Mauvaise sédimentation des boues dans le clarificateur
- Bouchage des canalisations et des pompes

- Acidification du milieu dans le digesteur anaérobie [9].

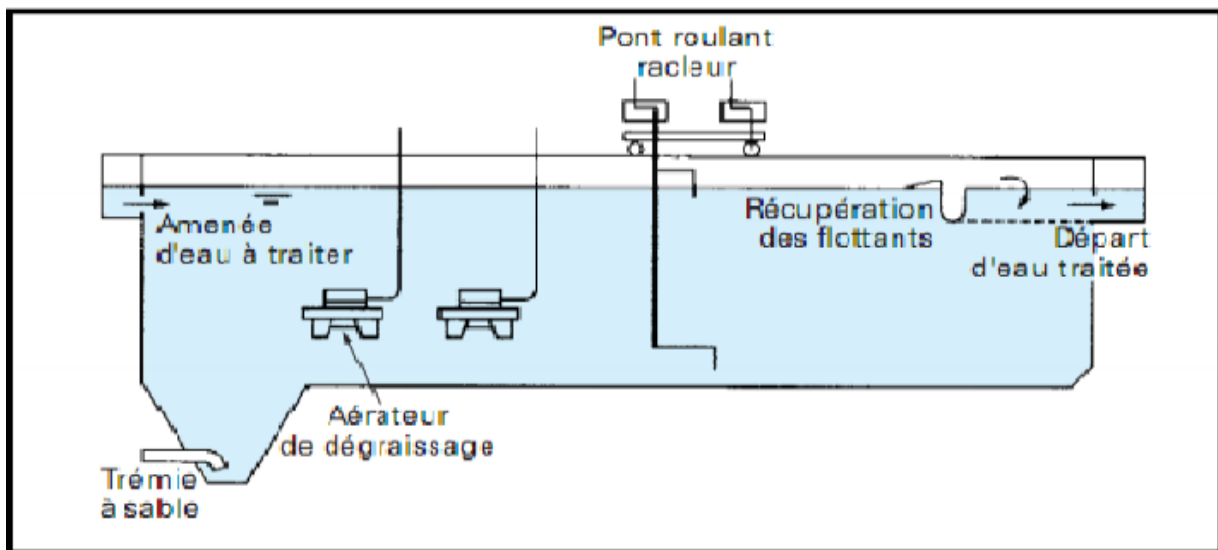


Figure III.3: Ouvrage de dessablage-déshuilage

### III.2.2. Traitement primaire

Le traitement primaire est une simple décantation qui permet d'éliminer la majeure partie des matières en suspension qui sont à l'origine de la turbidité des eaux usées.

#### III.2.2.1. Décantation

Les eaux résiduaires prétraitées contiennent encore des matières minérales et organiques sédimentables. Les matières organiques en suspension (matières sédimentables et colloïdes) représentent 60 % en moyenne charge en DCO des eaux et 30 à 40 % en DBO<sub>5</sub>.

La décantation est un processus essentiel du traitement primaire qui a pour but :

- D'éliminer 30 à 35 % de la DBO<sub>5</sub>, 60 % de MES et 90 % des matières décantables (pour une eau usée domestique).
- De réduire les risques de colmatage des systèmes de traitement biologique par culture fixée (lits bactériens, disques biologiques,...).
- D'alléger la charge du traitement biologique ultérieur,
- De retenir une fraction importante de la pollution organique [9].

#### ❖ Les principaux types de décanteurs

a) **Les décanteurs statiques sans raclage** : Ils sont généralement utilisés pour les petites stations (1000 à 2000 habitants). Le temps de séjour est de l'ordre de 1H30 à 2 H au débit diurne. L'extraction des boues exige une pente de fond (au moins égale à 60°) [1].

La figure (III.4) représente un décanteur cylindro-conique statique sans raclage.

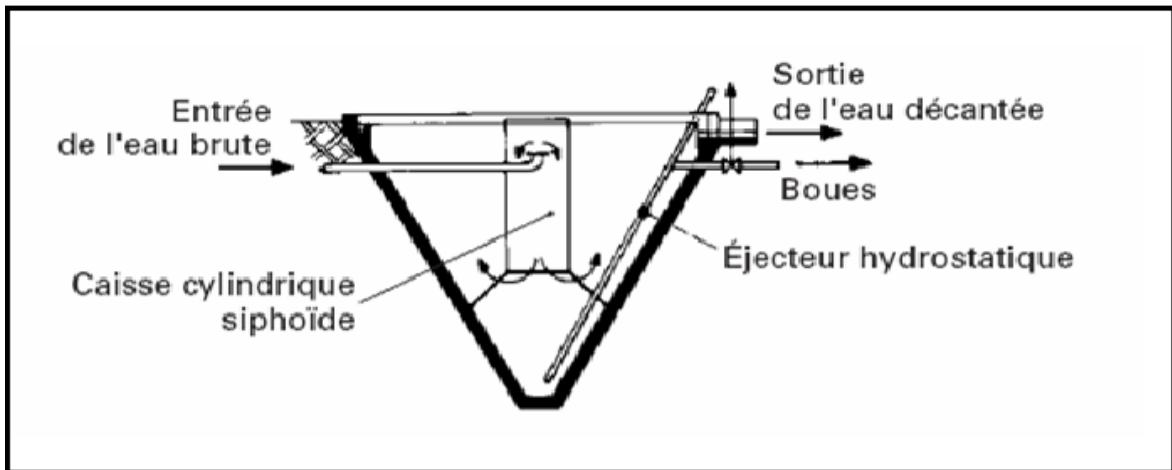


Figure III.4 : Décanteur cylindro-conique statique sans raclage

### b) Les décanteurs statiques à raclage mécanique des boues

1) *Décanteurs circulaires* : Le racleur est fixé à une charpente tournant autour de l'axe du bassin. Il peut comporter une seule lame en forme de spirale ou une serre de raclettes. Il comprend un fût central creux où arrive l'eau brute d'où elle est répartie généralement par une cloison siphonide annulaire. Les boues sont amenées vers une fosse centrale à l'aide d'un dispositif de raclage sur une pente de 5 à 10°. De plus, un racleur de surface pousse les corps flottants vers une écumoire d'où ils peuvent regagner la fosse des boues [1].

Un décanteur circulaire à raclage mécanique est représenté sur la [figure \(III.5\)](#).

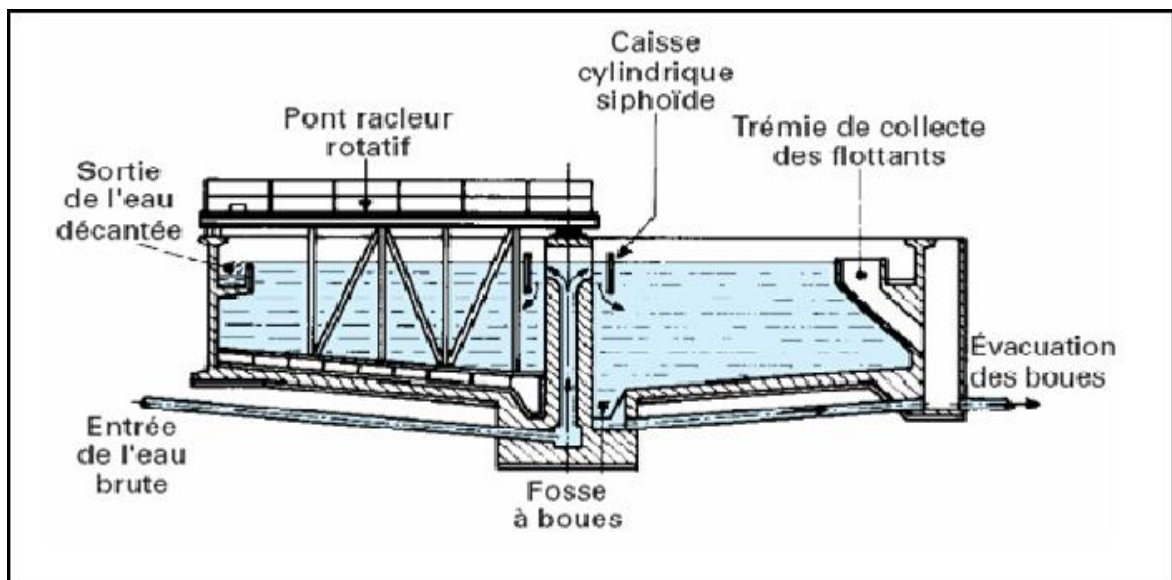


Figure III.5: Décanteur circulaire à raclage mécanique

### 2) *Décanteurs longitudinaux rectangulaires* :

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage qui sont les suivants

- Les décanteurs à pont racleur.
- Les décanteurs à chaînes.

Les ponts racleur se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contre-courant. Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs, le puits des boues est situé à l'arrivée de l'effluent [1].

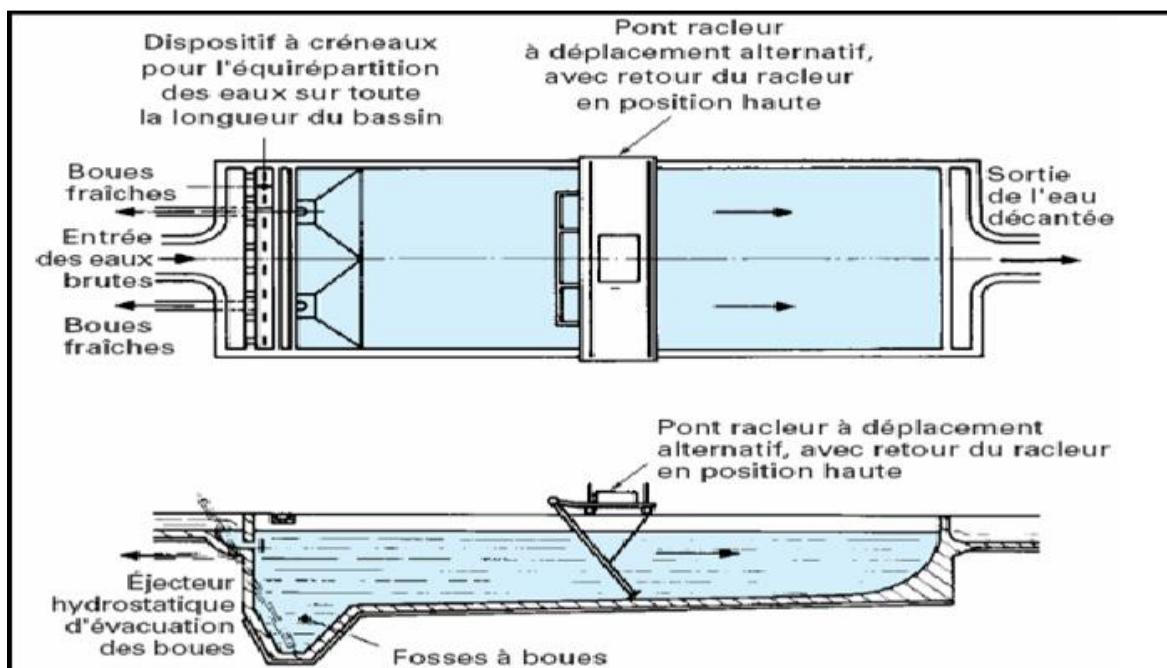


Figure III.6: Décanteur longitudinal à pont racleur

### III.2.2.2. Coagulation-floculation

Les procédés de coagulation et de floculation facilitent l'élimination des MES et des colloïdes en les rassemblant sous forme de floc, dont la séparation est ensuite effectuée par des systèmes de décantation, flottation et/ou filtration.

- **La coagulation** est la déstabilisation de particules colloïdales par addition d'un réactif chimique appelé coagulant.

- **La floculation** est l'agglomération de particules déstabilisées en micro-flocs, et ensuite en flocons plus volumineux que l'on appelle flocons. On peut rajouter un autre réactif appelé floculant ou adjuvant de floculation pour faciliter la formation de flocons. Les polymères organiques (silice activée) et polymères naturels (starches, algues) sont les premiers à avoir été utilisés. Mais l'utilisation de d'adjuvants de floculation synthétiques permet de minimiser la production de boues. Si l'on combine ces adjuvants de floculation avec des techniques de séparation modernes, on peut produire des boues denses qui seront directement traitées dans des unités de déshydratation [3].

### **III.2.3. Traitement secondaire (traitement biologique)**

Le traitement biologique est une technique de réduction biologique de la matière organique restant dans le flux liquide après élimination de 40 à 60 % des solides en suspension et de 20 % à 40 % de la DBO<sub>5</sub> par les procédés physiques du traitement primaire.

Le traitement secondaire est en fait une technique qui exploite et accélère le processus naturel d'élimination des déchets. En présence d'oxygène, les bactéries aérobies transforment la matière organique en composés stables, tels que le dioxyde de carbone, l'eau, les nitrates et les phosphates.

Ils permettent de faire passer les éléments présents sous forme soluble ou colloïdale en éléments floculables, et de constituer des agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide.

La production de nouveaux matériaux organiques est le résultat indirect du traitement biologique, et cette matière doit être éliminée avant que les eaux usées ne parviennent dans le milieu collecteur. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses [3].

#### **III.2.3.1. Classification des procédés d'épuration biologique**

On distingue deux principaux types de procédés biologiques:

- Les procédés extensifs ou naturels
- Les procédés intensifs ou artificiels.

##### **III.2.3.1.1. Les procédés extensifs ou naturels**

Les procédés extensifs correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration en organisme épurateur est faible. Elles comportent normalement pas de recyclage de liqueur bactérienne sauf dans certains cas où une recirculation d'un complexe algo-bactérien est utilisée. On peut distinguer les techniques à culture libre (lagunage) et les techniques à culture fixées (épuration par le sol). Elles mettent en jeu des phénomènes d'autoépuration naturelle complexe dépendant des conditions climatiques, et dont les équilibres ne sont pas toujours aisément maîtrisables [3].

##### **❖ Les cultures fixes sur support fin**

Les procédés d'épuration à cultures fixées sur support fin consistent à faire ruisseler l'eau à traiter sur plusieurs massifs indépendants. Les deux principaux mécanismes sont :

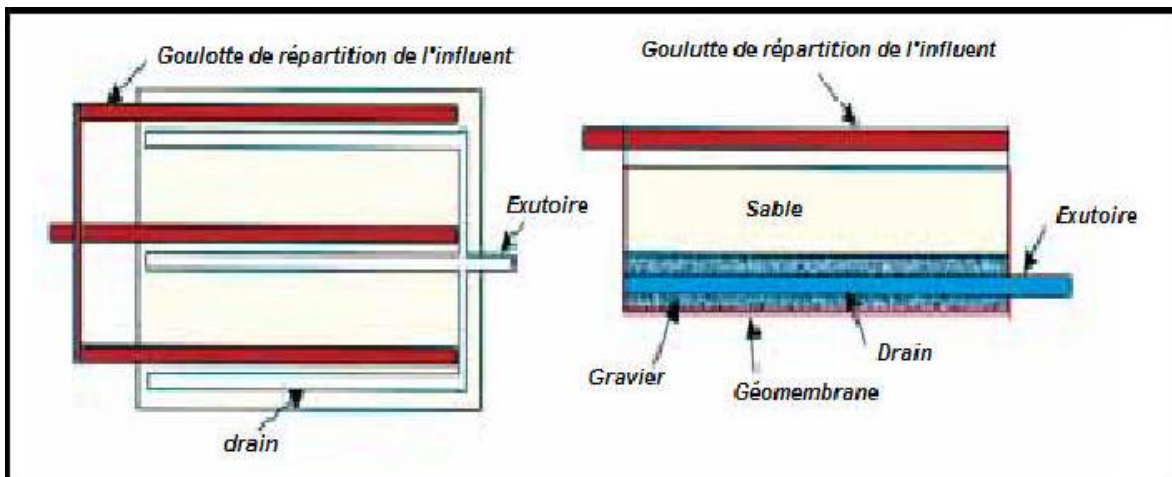
- **Filtration superficielle** : les matières en suspension (MES) sont arrêtées à la surface du massif filtrant et, avec elles, une partie de la pollution organique (DCO particulaire).
- **Oxydation** : le milieu granulaire constitue un réacteur biologique, un support de grande surface spécifique, sur lequel se fixent et se développent les bactéries aérobies responsables de l'oxydation de la pollution dissoute (DCO dissoute, azote organique et ammoniacal).

L'aération est assurée par une convection à partir du déplacement des lames d'eau, ou par une diffusion de l'oxygène depuis la surface des filtres et les cheminées d'aération, vers l'espace poreux [12].

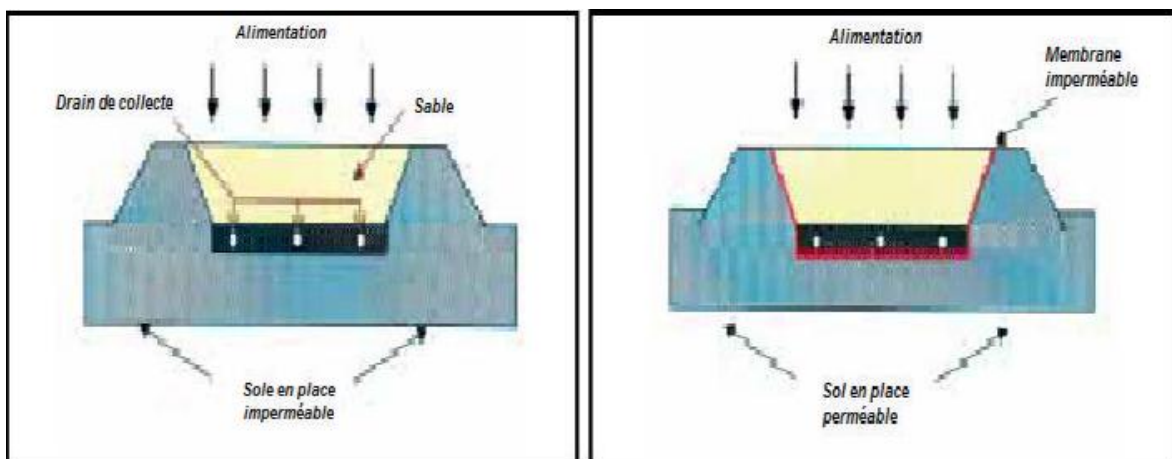
A partir de ces mécanismes et de principe d'aération on distingue :

**a) Infiltration - percolation sur sable**

L'infiltration-percolation d'eaux usées est un procédé d'épuration par filtration biologique aérobie sur un milieu granulaire fin. L'eau est successivement distribuée sur plusieurs unités d'infiltration. Les charges hydrauliques sont de plusieurs centaines de litres par mètre carré de massif filtrant et par jour. L'eau à traiter est uniformément répartie à la surface du filtre qui n'est pas recouvert. La plage de distribution des eaux est maintenue à l'air libre et visible. Le principe de fonctionnement de cette culture peut être résumé par les figures suivantes :



**Figure III.7 : Infiltration-percolation étanchée et drainée**



**Figure III.8 : Système drainé sur sol en place imperméable**

**Figure III.9 : Système drainé avec un massif drainant étanché par une membrane imperméable**

### b) Filtres plantés à écoulement vertical

Les filtres sont des excavations, étanchées du sol, remplies de couches successives de gravier ou de sable de granulométrie variable selon la qualité des eaux usées à traiter. Contrairement à l'infiltration-percolation précédemment évoquée, l'influent brut est réparti directement, sans décantation préalable, à la surface du filtre. L'eau s'écoule en subissant un traitement physique (filtration), chimique (adsorption, complexation ...) et biologique (biomasse fixée sur support fin). Les eaux épurées sont drainées. Les filtres sont alimentés en eaux usées brutes par bâchées. Pour un même étage, la surface de filtration est séparée en plusieurs unités permettant d'instaurer des périodes d'alimentation et de repos.

Le principe épuratoire repose sur le développement d'une biomasse aérobie fixée sur un sol reconstitué. La filière se compose d'un dégrillage, d'un premier étage de filtres verticaux et d'un second étage de filtres verticaux [12].

La figure (III.10) représente une coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical.

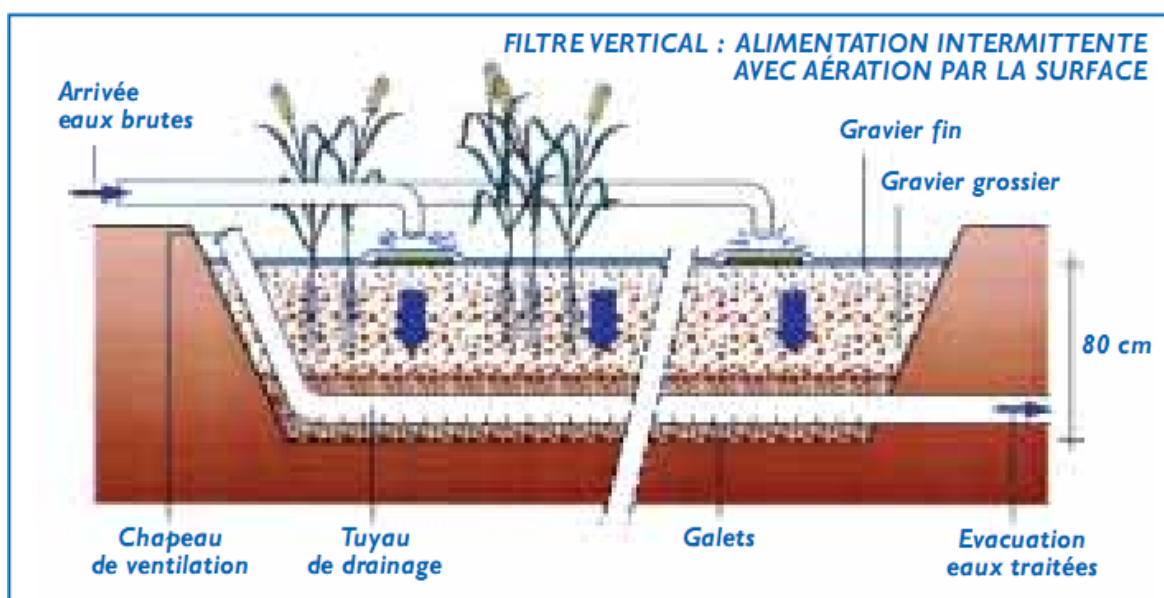


Figure III.10: Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical

### c) Les filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal

Dans les filtres à écoulement horizontal, le massif filtrant est quasi-totalement saturé en eau. L'effluent est réparti sur toute la largeur et la hauteur du lit par un système répartiteur, situé à une extrémité du bassin, il s'écoule ensuite dans un sens principalement horizontal au travers du substrat. La plupart du temps, l'alimentation s'effectue en continu car la charge organique apportée est faible. L'évacuation se fait par un drain placé à l'extrémité opposée du lit, au fond et enterré dans une tranchée de pierres drainantes. Ce tuyau est relié à un siphon permettant de régler la hauteur de surverse, et donc celle de l'eau dans le lit, de façon à ce qu'il soit saturé

pendant la période d'alimentation. Le niveau d'eau doit être maintenu environ à 5 cm sous la surface du matériau. En effet, l'eau ne doit pas circuler au-dessus de la surface pour ne pas court-circuiter la chaîne de traitement, il n'y a donc pas d'eau libre et pas de risque de prolifération d'insectes. La figure suivante représente une coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal [12].

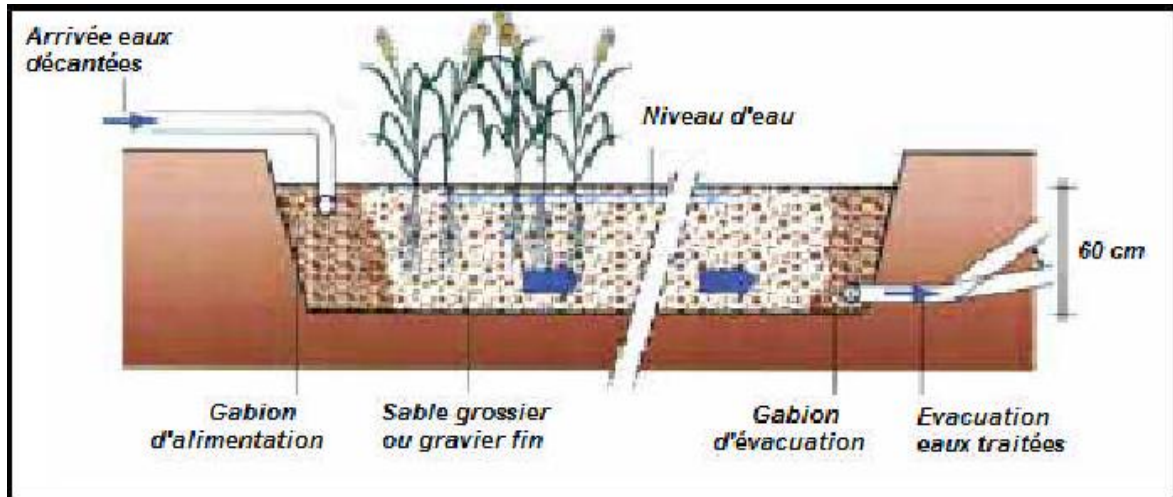


Figure III.11 : Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal

#### ❖ Cultures libres

Le processus d'épuration par "cultures libres" repose sur le développement d'une culture bactérienne. L'oxygène provient de diverses sources selon les filières. La culture bactérienne est ensuite séparée de l'eau traitée par mécanisme de sédimentation dans un ouvrage (clarificateur, lagune ...) [12].

#### a) Le lagunage naturel

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3 (Fig. III.12). Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée [12].

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière (Fig. III.13). Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations

interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes".

Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique. Au fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau [12].

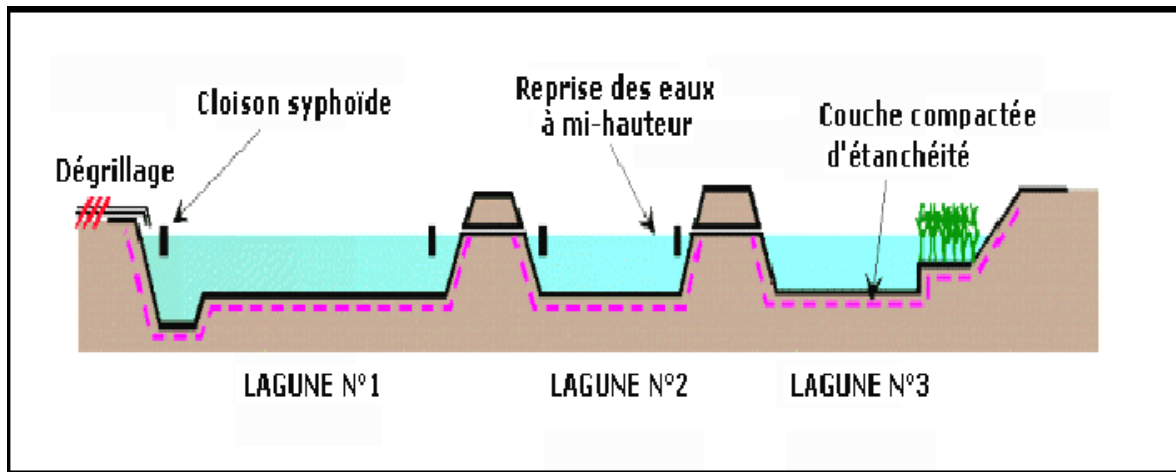


Figure III.12 : Lagunage naturel

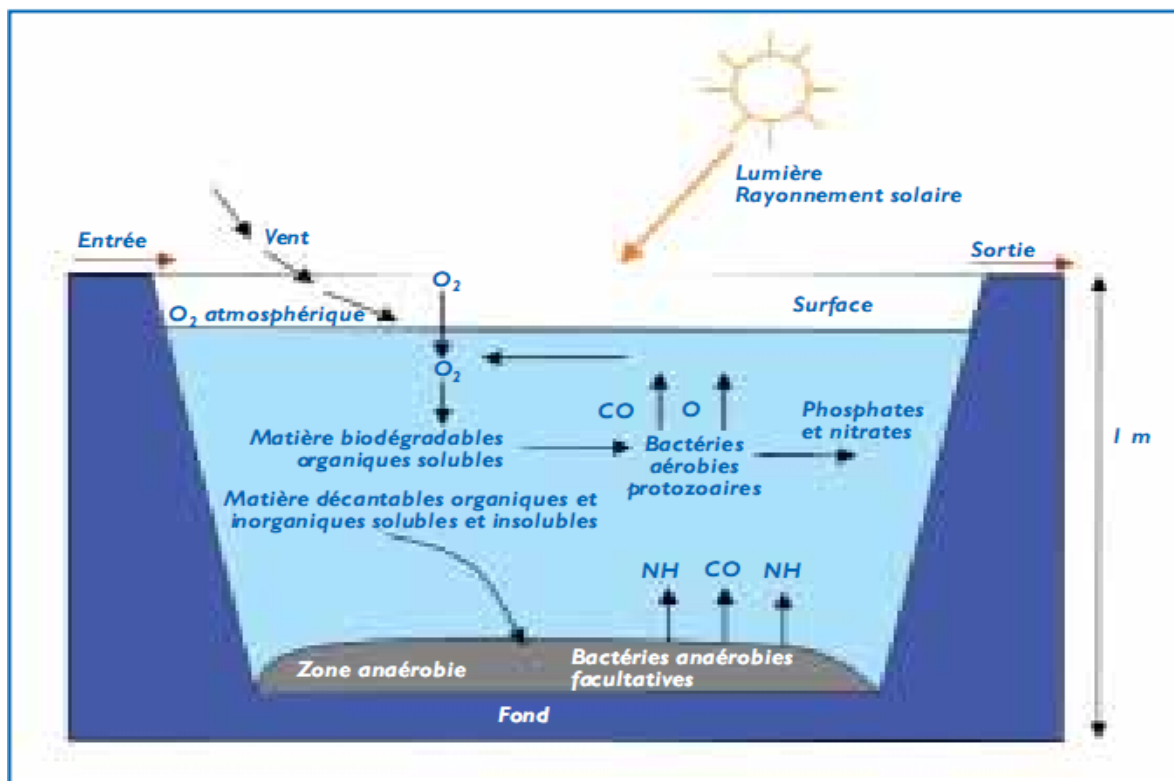


Figure III.13: Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel

➤ **Différents types de lagunage**

**a) Lagunage anaérobie**

En lagunage anaérobie, la pollution décantable forme des boues qui sont peu à peu digérées par voie anaérobie (minéralisation de la matière organique et dégagement de CO<sub>2</sub>, CH<sub>4</sub> et H<sub>2</sub>S). Il est utilisé en traitement primaire pour éliminer la partie organique décantable des effluents.

De fait des processus de fermentation anaérobie mis en jeu, ce procédé n'est applicable que pour des effluents relativement concentrés (domestiques et industriels), et n'est efficace qu'à partir d'une température de 15° et optimale au-delà de 25°C [3].

**b) Lagunage facultatif**

Cette appellation tient au fait ces lagunes placées en étage primaire ou secondaire font appel à des processus épuratoires aérobies dans le frange liquide, et à des processus anaérobies au voisinage du fond où les boues sédimentent. Ces deux zones coexistent avec des importances relatives suivant l'apport de pollution.

Les charges organiques appliquées sont telles que l'épuration des effluents est réalisée essentiellement par des bactéries aérobies. L'apport en oxygène nécessaire est assuré essentiellement par la photosynthèse des algues, en l'occurrence des microphytes, et secondairement par les échanges air/eau à la surface dépendant des vents. On parle également de lagunage à microphytes car on privilège le développement des micro-algues [3].

**c) Lagunage de maturation**

Ces lagunes sont également des lagunes à microphytes dont le fonctionnement est proche des lagunes facultatives, mais où les conditions sont essentiellement aérobies compte tenu des faibles charges organique appliquées à ce niveau de traitement [3].

**d) Lagunage à macrophytes**

Cette fois, l'écosystème comprend des macrophytes ou végétaux macroscopiques qui comprennent des formes libres (ex : lentilles d'eau, jacinthes d'eau, laitues d'eau...) ou fixées (roseaux).

Utilisée en traitement secondaire ou tertiaire sur des effluents faiblement concentrés. L'efficacité de ces lagunes n'est pas vraiment démontrée. Cette technique nécessite en effet d'exporter régulièrement la biomasse produite, opération relativement lourde

**e) Lagunage aéré**

Version intensive du lagunage, nécessitant une emprise nettement moindre que le lagunage naturel. Le lagunage aéré consiste à intensifier l'activité aérobie par un brassage et une aération artificielle par des aérateurs mécanique flottants ou fixes ou une insufflation d'air. Les équilibres biologiques sont voisins de ceux du procédé classique par boues activées. Mais en l'absence de

recirculation de biomasse dans le système, la concentration en micro-organismes est faible et la décantation est lente. La figure (III.14) représente le schéma de principe d'un lagunage aéré [3].

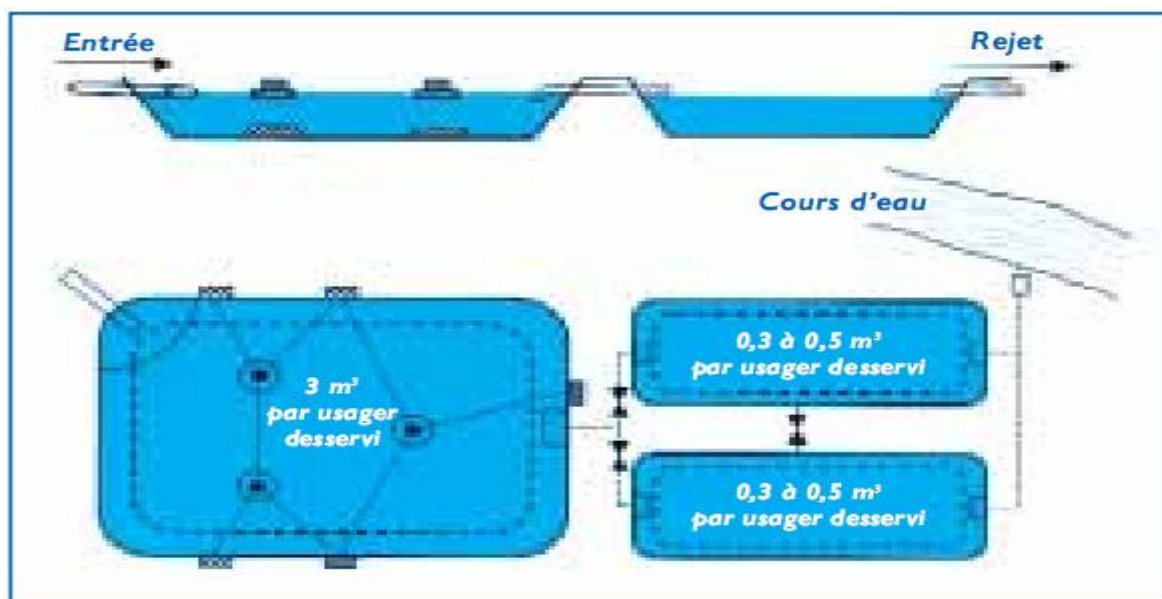


Figure III.14: Schéma de principe d'un lagunage aéré

#### ❖ Résumé des différentes filières

Les techniques d'épuration répondant à la terminologie des "filières extensives" sont sommairement résumées dans le tableau ci-dessous, qui fait apparaître la nécessité d'un traitement primaire amont et pour d'autres, l'usage exclusif en traitement de finition (ou tertiaire) [12].

Tableau III.1 : Les techniques d'épuration extensives

Filière	Traitement primaire	Traitement secondaire	Traitement tertiaire
Infiltration	Décanteur digesteur	Infiltration- percolation	
Filtres plantés à écoulement vertical	Nécessaire (des filtres plantés à écoulement vertical peuvent être utilisés pour assurer ce traitement primaire)	Filtres plantés à écoulement vertical (1 <sup>er</sup> étage)	Filtres plantés à écoulement vertical (2 <sup>ème</sup> étage)
Filtres plans Écoulement horizontal	Décanteur digesteur	Filtres plantés à écoulement horizontal	
Lagunage naturel	1 <sup>er</sup> bassin de lagunage	1 <sup>er</sup> bassin de lagunage	3 <sup>ème</sup> bassin de lagunage
Lagunage à macrophytes	Déconseillé	Déconseillé	Un ou plusieurs bassins
Lagunage aéré	Lagune aérée + lagunage de décantation		Lagune de finition

Systèmes mixtes	1 <sup>er</sup> bassin de lagunage, 2 <sup>ème</sup> bassin de lagunage	Infiltration-percolation
	Lagunage aéré + lagunage de décantation	Infiltration percolation
	Filtres plantés à écoulement vertical + filtres plantés à écoulement horizontal	

### ❖ Avantages et inconvénients

Les avantages et inconvénients des techniques d'épuration à cultures fixes et à cultures libres sont représentés dans les tableaux suivants [12].

**Tableau III.2 : Récapitulatif des avantages et inconvénients des cultures fixes sur support fin**

Procédés	Avantages	Inconvénients
<b>Infiltration - percolation sur sable</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Excellents résultats sur la DBO<sub>5</sub>, la DCO, les MES.</li> <li>- Nitrification poussée.</li> <li>- Superficie nécessaire bien moindre que pour un lagunage naturel.</li> <li>- Capacité de décontamination intéressante.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessité d'un ouvrage de décantation primaire efficace.</li> <li>- Risque de colmatage à gérer (d'où la nécessité d'emploi d'un sable "lavé" et de bonne granulométrie).</li> <li>- Nécessité d'avoir à disposition de grandes quantités de sable, ce qui peut engendrer des investissements importants s'il n'y en a pas de disponible à proximité.</li> <li>- Adaptation limitée aux surcharges hydrauliques.</li> </ul>
<b>Filtres plantés à écoulement vertical</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Facilité et faible coût d'exploitation.</li> <li>- Aucune consommation énergétique si la topographie le permet.</li> <li>- Possibilité de traiter des eaux usées domestiques brutes.</li> <li>- Gestion réduite au minimum des boues.</li> <li>- Bonne adaptation aux variations saisonnières de population.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Exploitation régulière</li> <li>- Utiliser cette filière pour des capacités supérieures à 2 000 EH reste très délicat pour des questions de maîtrise de l'hydraulique et de coût par rapport aux filières classiques. Une conception pour des tailles supérieures ne peut être envisagée que sous réserve d'une réflexion poussée concernant l'adaptation des bases de dimensionnement et les conditions à remplir pour s'assurer de la maîtrise de l'hydraulique.</li> <li>- Risque de présence d'insectes ou de rongeurs.</li> </ul>
<b>Filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Faible consommation énergétique : ne nécessite pas une pente importante pour l'écoulement par gravité.</li> <li>- Aucune nécessité d'une qualification poussée pour l'entretien.</li> <li>- Bonne réaction aux variations de charge.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- L'emprise au sol est importante.</li> <li>- Une installation pour des tailles d'environ 4000 EH ne peut s'envisager que sous réserve d'une réflexion poussée des conditions d'adaptation des bases de dimensionnement et de l'assurance de la maîtrise de l'hydraulique.</li> </ul>

Tableau III.3 : Récapitulatif des avantages et inconvénients des cultures libres

Procédés	Avantages	Inconvénients
<b>Lagunage naturel</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable.</li> <li>- L'exploitation reste légère, mais si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement.</li> <li>- Elimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été).</li> <li>- Très bonne élimination des germes pathogènes en été, bonne en hiver.</li> <li>- S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique.</li> <li>- Pas de construction "en dur", le génie civil reste simple.</li> <li>- Bonne intégration paysagère.</li> <li>- Absence de nuisance sonore</li> <li>- Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Forte emprise au sol.</li> <li>- Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune.</li> <li>- Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues ; ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval. Ce rejet reste faible en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d'eau, ce qui permet un rendement excellent en flux rejeté.</li> <li>- Qualité du rejet variable selon les saisons.</li> </ul>
<b>Lagunage aéré</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes.</li> <li>- Effluents très concentrés.</li> <li>- Effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamentueux en boues activées).</li> <li>- Traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables.</li> <li>- Bonne intégration paysagère.</li> <li>- Boues stabilisées.</li> <li>- Curage des boues tous les deux ans.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres.</li> <li>- Présence de matériels Electromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé.</li> <li>- Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération.</li> <li>- Forte consommation énergétique.</li> </ul>

### III.2.3.1.2. Les procédés intensifs ou artificiels

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs. Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites, et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel.

Trois grands types de procédés sont utilisés :

- les lits bactériens et disques biologiques
- les boues activées.
- les techniques de biofiltration ou filtration biologique accélérée [12].

### a) Disques biologiques

Les microorganismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface d'une batterie de disques de 2 à 3 m de diamètre semi-immergés (40 % généralement) dans l'eau à traiter.

Au cours de la rotation des disques, le biofilm fixé est alternativement mis en contact avec l'oxygène de l'air et de la pollution à dégrader. L'effluent est préalablement décanté afin d'éviter tout colmatage des matériaux supports. Les boues qui se décrochent sont ensuite séparées de l'eau traitée par décantation dans le clarificateur [13].

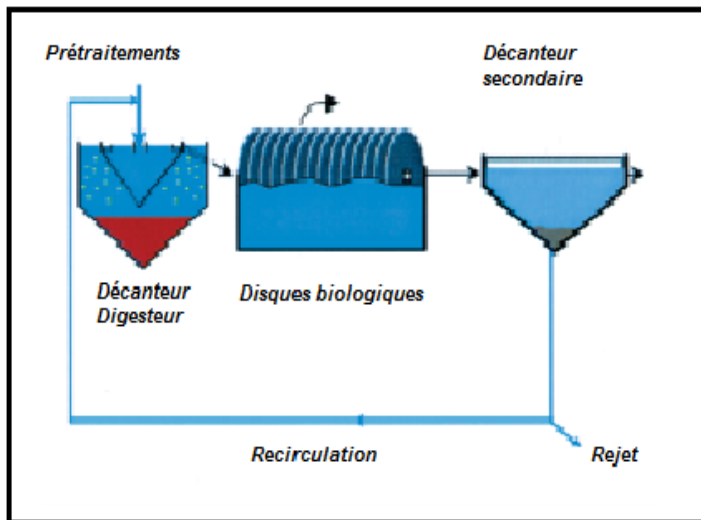


Figure III.15: Principe de fonctionnement d'une station à disque biologique

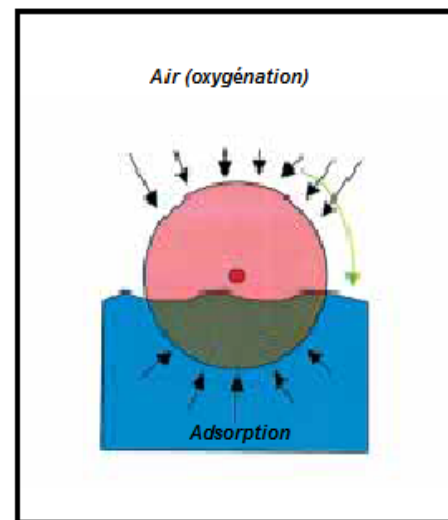


Figure III.16 : Schéma d'un disque biologique

### b) Lits bactériens

Le mode de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler l'eau à traiter, préalablement décantée dans le décanteur primaire, sur une masse de matériaux (naturel ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film épais.

Une aération est pratiquée soit par tirage naturel, soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre-courant à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux [12].

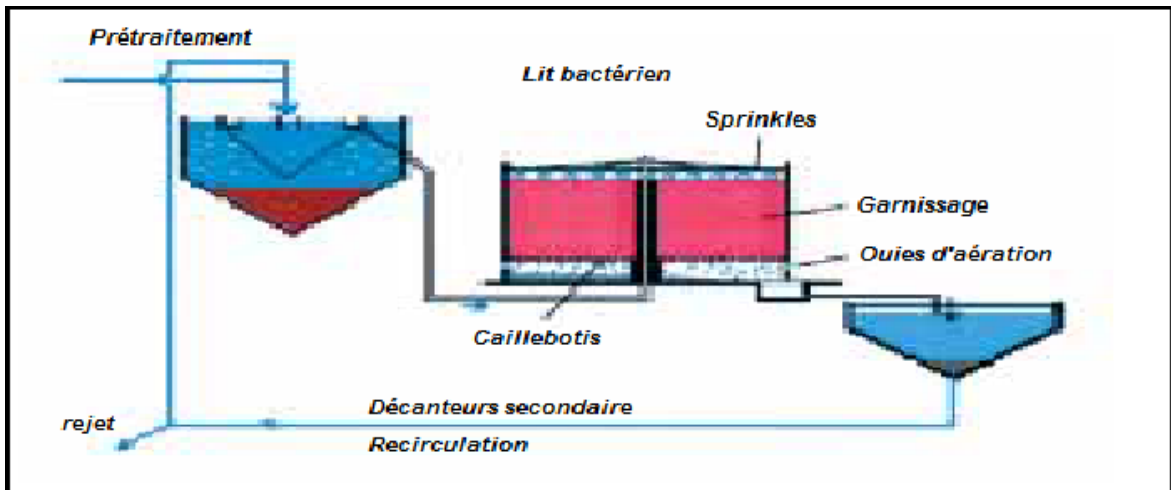


Figure III.17: Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien

### c) Boues activées

Les boues actives sont des systèmes qui fonctionnent biologiquement, avec une aération artificielle, comme les lagunes aérées. La différence réside dans la recirculation des organismes actifs (les boues activées) du décanteur secondaire vers le bassin d'aération. Cette circulation a deux conséquences :

- la concentration des boues activées dans le bassin d'aération peut être augmentée par rapport à une situation sans circulation. Une même quantité d'organismes actifs peut donc être contenue dans un plus petit volume (économie d'espace).
- le temps de séjour des organismes actifs dans le système est plus élevé que le temps de séjour de l'eau. Le contrôle de temps de séjours des boues activées permet de maîtriser la capacité nitrifiante des boues, et le degré d'oxydation des matières organiques solides.

Cette technologie occupe une place très importante dans l'épuration des eaux usées urbaines. C'est un mode épuratoire très répandu [8].

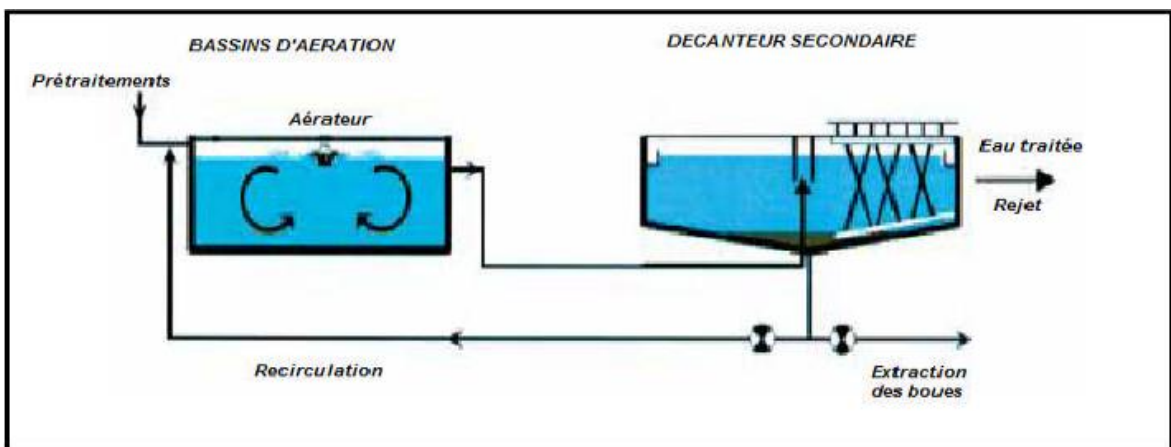


Figure III.18 : Synoptique d'une station à boue activée

Le tableau suivant résumé les avantages et les inconvénients de ces procédés.

**Tableau III.4 : Avantages et inconvénients des procédés intensifs [12]**

Procédés	Avantages	Inconvénients
<b>Disque biologique</b>  <b>Lit bactérien</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Faible consommation d'énergie.</li> <li>- Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées.</li> <li>- Bonne décantabilité des boues.</li> <li>- Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées</li> <li>- Généralement adaptés pour les petites collectivités.</li> <li>- Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes.</li> <li>- Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée).</li> <li>- Nécessité de prétraitements efficaces.</li> <li>- Sensibilité au colmatage.</li> <li>- Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.</li> </ul>
<b>Boues activées</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites).</li> <li>- Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO<sub>5</sub>, N par nitrification et dénitrification).</li> <li>- Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles.</li> <li>- Boues légèrement stabilisées.</li> <li>- Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coûts d'investissement assez importants.</li> <li>- Consommation énergétique importante.</li> <li>- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière.</li> <li>- Sensibilité aux surcharges hydrauliques.</li> <li>- Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser.</li> <li>- Forte production de boues qu'il faut concentrer.</li> </ul>

### III.2.4. Traitements tertiaires ou complémentaires

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables, et échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire, l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants.

La principale méthode utilisée est la désinfection. Il existe de nombreuses techniques de désinfection des fluides et des surfaces. On trouve:

- Désinfection par l'ozone
- Désinfection par rayonnement Ultra-Violet (UV)
- Désinfection utilisant le chlore et ses dérivées.

Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne se représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements, mais aussi celui d'un personnel qui doit être hautement qualifié [1].

### **III.3. Conclusion**

L'épuration des eaux usées avec les différents procédés élimine une grande partie de polluants, et des boues constituant un sous-produit de l'épuration. Le choix du procédé est conditionné par les caractéristiques de l'eau à épurer et leur réutilisation, ainsi que la nature du milieu récepteur. Une fois l'eau usée est épurée, cette dernière est rejetée sans risque de contamination ou de pollution majeure.

D'après l'analyse de l'eau brute de la zone d'étude, le coefficient de biodégradabilité correspond à l'épuration biologique ( $K = 2.5$ ). Ce rapport est un indicateur qui montre bien que les eaux usées rejetées contiennent des composés biodégradables, et vue la contrainte de terrain disponible, nous optons pour la technique d'épuration par boues activées pour épurer les eaux usées de la ville de Sidi-Aich.

# **Chapitre IV**

## ***Dimensionnement de la station d'épuration***

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

### IV.1. Introduction

Pour pouvoir étudier un projet de réalisation d'une STEP ou proposer un procédé de traitement d'une eau usée, il faut au préalable disposer de certaines données de bases requises pour le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées, telles que:

- le nombre d'équivalent habitant (EH)
- débit total journalier ( $m^3/j$ )
- débit moyen horaire ( $m^3/h$ )
- débits de pointe en temps sec et en temps de pluie ( $m^3/h$ )
- charges polluantes (DBO<sub>5</sub> et MES) (kg/j).

Une station d'épuration comprend en général :

- un poste de relevage des eaux brutes
- un prétraitement (Dégrillage, Dessablage - Déshuilage)
- un traitement biologique (bassin d'aération, décantation secondaire pour la clarification)
- un traitement tertiaire (Bassin de désinfection)
- un traitement des boues (Épaississement, Déshydratation, lit de séchage, ...).

### IV.2. Evaluation des débits et des charges polluantes

#### IV.2.1. Evaluation des débits

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80% de la dotation d'alimentation en eau potable selon la subdivision de l'hydraulique de la Daïra Sidi-Aich, avec une dotation de 200 L/hab/j.

Il s'agit de déterminer :

- Le débit total journalier  $Q_j$  ( $m^3/j$ )
- Le débit moyen horaire  $Q_{moy.h}$  ( $m^3/h$ )
- Débit de pointe par temps sec  $Q_{pts}$  ( $m^3/h$ )
- Débit de pointe par temps de pluie  $Q_{ptp}$  ( $m^3/h$ ) [14].

#### a) Le débit total journalier ( $Q_j$ )

$$Q_j = D \cdot N \cdot C_r \dots\dots\dots (IV.1)$$

**D** : Dotation en eau potable = 200 L/hab/j

**N** : Nombre d'habitants à l'horizon considéré (N = 50478 hab en 2015)

**C<sub>r</sub>**: Coefficient de rejet = 80 %.

**a.1) La population future**

$$P_n = P_0 [1+(T/100)]^n \quad \dots\dots\dots (IV.2)$$

$P_n$  : population future de l'horizon considéré (2030 et 2045) = N

$P_0$  : population de l'année de référence

$n$  : nombre d'années séparant  $P_n$  et  $P_0$

$T$  : taux d'accroissement annuel de la population (1,7%).

**Horizon 2030**

$$P_{2030} = P_{2015} [1+(T/100)]^n \Rightarrow P_{2030} = 50478 [1+(1.7/100)]^{15} = 65000 \text{ hab}$$

$$Q_j = D \cdot N \cdot C_r \quad \Rightarrow \quad Q_j = 200 * 65000 * 0.8 = 10400000 \text{ L/j} = \mathbf{10400 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Le débit total journalière est de :  $Q_j = 10400 \text{ m}^3/\text{j}$  pour l'horizon 2030

$$\mathbf{L'équivalent habitant EH} = [(\text{Débit total des eaux usées} * 100) / (C_r * D)]$$

**b) Le débit moyen horaire ( $Q_{\text{moy.h}}$ )**

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_j/24 \quad \dots\dots\dots (IV.3)$$

$$Q_{\text{moy.h}} = 10400/24 = 433.33 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le débit moyen horaire est:  $Q_{\text{moy.h}} = \mathbf{433 \text{ m}^3/\text{h}}$  pour l'horizon 2030.

**c) Le débit de pointe par temps sec ( $Q_{\text{pts}}$ )**

$$Q_{\text{pts}} = C_p * Q_{\text{moy.h}} \quad \dots\dots\dots (IV.4)$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy.h}}}} & \text{Si } Q_{\text{moy.h}} \geq 2,8 \text{ L/s} \\ C_p = 3 & \text{Si } Q_{\text{moy.h}} < 2,8 \text{ L/s} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (IV.5)$$

$$Q_{\text{moy.h}} = 433 \text{ m}^3/\text{h} = 120 \text{ L/s} \Rightarrow Q_{\text{moy.h}} > 2.8 \text{ L/s}$$

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{120}} = 1,73 \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{pts}} = 1,73 * 433 = 749,09 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le débit de pointe en temps sec est :  $Q_{\text{pts}} = \mathbf{749 \text{ m}^3/\text{h}}$  pour l'horizon 2030.

**d) Le débit de pointe en temps de pluie ( $Q_{\text{ptp}}$ )**

$$Q_{\text{ptp}} = (2 \text{ à } 3) * Q_{\text{moy.h}} \quad \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$Q_{\text{ptp}} = 3 * 433 = 1299 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le débit de pointe en temps de pluie est :  $Q_{\text{ptp}} = \mathbf{1300 \text{ m}^3/\text{h}}$  pour l'horizon 2030.

**IV.2.2. Les charges polluantes**

La charge de différents polluants est donnée par la relation suivante [14] :

$$\text{La charge en matière polluante} = C * Q_j \text{ (kg/j)} \quad \dots\dots\dots (IV.7)$$

$C$  : La concentration de La matière polluante dans l'eau à épurée en (mg/L)

$Q_j$  : Le débit total journalier entré à la STEP,  $Q_j = 10400000 \text{ L/j}$

**a) La charge moyenne journalière en  $DBO_5$  ( $L_0$ )**

$$L_0 = C_{DBO5} * Q_j \quad \text{Avec} \quad C_{DBO5} = 337.5 \text{ mg/L}$$

La charge moyenne journalière en DBO<sub>5</sub> à l'horizon 2030 est :

$$L_0 = 337.5 * 10^{-6} * 10400000 = \mathbf{3510 \text{ kg/j}}$$

**b) La charge moyenne journalière en DCO (DCO<sub>0</sub>)**

$$DCO_0 = C_{DCO} * Q_j \quad \text{Avec} \quad C_{DCO} = 843.75 \text{ mg/L}$$

La charge moyenne journalière en DCO à l'horizon 2030 est :

$$DCO_0 = 843.75 * 10^{-6} * 10400000 = \mathbf{8775 \text{ kg/j}}$$

**c) La charge moyenne journalière en MES (MES<sub>0</sub>)**

$$MES_0 = C_{MES} * Q_j \quad \text{Avec} \quad C_{MES} = 437.5 \text{ mg/L}$$

La charge moyenne journalière en MES à l'horizon 2030 est :

$$MES_0 = 437.5 * 10^{-6} * 10400000 = \mathbf{4550 \text{ kg/j}}$$

**d) La charge moyenne journalière en azote (N)**

$$N = C_N * Q_j \quad \text{Avec} \quad C_N = 87.5 \text{ mg/L}$$

La charge moyenne journalière en Azotes à l'horizon 2030 est :

$$N = 87.5 * 10^{-6} * 10400000 = \mathbf{910 \text{ kg/j}}$$

**e) La charge moyenne journalière en Phosphore (P)**

$$P = C_P * Q_j \quad \text{Avec} \quad C_P = 15.63 \text{ mg/L}$$

La charge moyenne journalière en Phosphore à l'horizon 2030 est :

$$P = 15.63 * 10^{-6} * 10400000 = \mathbf{162.55 \text{ kg/j}}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul de l'évaluation des débits et des charges polluantes pour les deux horizons.

**Tableau IV.1 : Données de base du projet de la STEP**

Paramètre	Unité	Horizon	
		2030	2045
<b>Equivalent Habitant</b>	EH	65000	83700
<b><u>Charge hydraulique</u></b>			
Débit journalier (Q <sub>j</sub> )	(m <sup>3</sup> /j)	10400	13392
Débit moyen horaire (Q <sub>moy,h</sub> )	(m <sup>3</sup> /h)	433	558
Coefficient de pointe par temps sec (C <sub>pts</sub> )		1,73	1,7
Débit de pointe par temps sec (Q <sub>pts</sub> )	(m <sup>3</sup> /h)	749	949,05
Coefficient de pointe par temps de pluie (C <sub>ptp</sub> )		3	3
Débit de pointe par temps de pluie (Q <sub>ptp</sub> )	(m <sup>3</sup> /h)	1300	1674

<b>Charge polluante</b>			
DBO <sub>5</sub> à l'entrée	(kg/j)	3510	4519,8
Concentration	(mg/L)	337.5	
Dotation	(g/hab/j)	54	
DCO à l'entrée	(kg/j)	8775	11299,5
Concentration	(mg/L)	843.75	
Dotation	(g/hab/j)	135	
MES à l'entrée	(kg/j)	4550	5859
Concentration	(mg/L)	437.5	
Dotation	(g/hab/j)	70	
Azote N-NTK à l'entrée	(kg/j)	910	1171,8
Concentration	(mg/L)	87.5	
Dotation	(g/hab/j)	14	
Phosphore à l'entrée	(kg/j)	162,55	209,32
Concentration	(mg/L)	15.63	
Dotation	(g/hab/j)	2.5	

#### IV.2.3. Performances exigées

La qualité de l'effluent traité par la filière de traitement doit respecter les caractéristiques suivantes.

**Tableau IV.2 : Les caractéristiques exigées des eaux traitées**

<b>Paramètre</b>	<b>Unité</b>	<b>Concentration en (mg/L)</b>	<b>Rendement minimum d'élimination (%)</b>
<b>DBO<sub>5</sub></b>	mg/L	≤ 30	≥ 90
<b>DCO</b>	mg/L	≤ 90	≥ 80
<b>MES</b>	mg/L	≤ 30	≥ 90
<b>NTK</b>	mg/L	≤ 25	≥ 70

### IV.3. Prétraitement

#### IV.3.1. Dégrillage

Pour le calcul des paramètres de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER [14].

##### a) Largeur de la grille

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

$$L = \frac{S * \sin \alpha}{h_{\max} * (1-\beta) * \sigma} \dots\dots\dots (IV.8)$$

**L** : Largeur de la grille (m)

**S** : Surface de passage de l'effluent (m<sup>2</sup>)

**α** : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal (60° à 80°)

**h<sub>max</sub>**: Hauteur maximum admissible de l'eau sur une grille, h<sub>max</sub> = (0,15 à 1,5 m).

**β**: Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d+e} \dots\dots\dots (IV.9)$$

**d**: Epaisseur des barreaux (cm)

**e**: Espacement des barreaux (cm).

**Tableau IV.3 : Espacement et épaisseur des barreaux**

Paramètre	Grille grossière	Grille fine
<b>d (cm)</b>	2	1
<b>e (cm)</b>	5	2

**σ**: Coefficient de colmatage de grille.

✓ Pour une grille manuelle, σ = (0,1 à 0,3).

✓ Pour une grille mécanique, σ = (0,4 à 0,5).

##### b) Surface de passage de l'effluent

$$S = \frac{Q_{pts}}{v} \dots\dots\dots (IV.10)$$

**Q<sub>pts</sub>** : Débit de pointe en temps sec (m<sup>3</sup>/s)

**v** : Vitesse de passage à travers la grille (m/s)

✓ Pour un réseau séparatif, v = (0,3 à 1 m/s)

✓ Pour un réseau unitaire, v = (1,2 m/s).

En remplaçant l'équation (IV.10) dans (IV.8), on trouve :

$$L = \frac{Q_{pts} * \sin \alpha}{v * h_{\max} * (1-\beta) * \sigma} \dots\dots\dots (IV.11)$$

**a.1) Dimensionnement du dégrillage grossier****Horizon 2030**

Le dimensionnement du dégrillage grossier est réalisé à l'aide des données suivantes.

**Tableau IV.4 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier**

Paramètre	$Q_{pts}$ (m <sup>3</sup> /s)	v (m/s)	$\alpha$ (°)	$h_{max}$ (m)	d (cm)	e (cm)	$\sigma$
Valeur	0,21	0,8	60	0,9	2	5	0,5

D'où:

$$L = \frac{0,21 * \sin 60}{0,8 * 0,9 * \left(1 - \left(\frac{2}{2+5}\right)\right) * 0,5} = 0,71 \text{ m}$$

$$S = \frac{0,21}{0,8} = 0,26 \text{ m}^2$$

**Horizon 2045**

Dans ce cas, les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier sont les mêmes sauf le débit de pointe en temps sec qui égale  $Q_{pts} = 0,26 \text{ m}^3/\text{s}$ , alors :

$$L = \frac{0,26 * \sin 60}{0,8 * 0,9 * \left(1 - \left(\frac{2}{2+5}\right)\right) * 0,5} = 0,88 \text{ m}$$

$$S = \frac{0,26}{0,8} = 0,325 \text{ m}^2$$

**a.2) Dimensionnement du dégrillage fin****Horizon 2030**

Le calcul d'un dégrillage fin se fait par les données exprimées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.5 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin**

Paramètre	$Q_{pts}$ (m <sup>3</sup> /s)	v (m/s)	$\alpha$ (°)	$h_{max}$ (m)	d (cm)	e (cm)	$\sigma$
Valeur	0,21	0,8	60	0,9	1	2	0,5

$$L = \frac{0,21 * \sin 60}{0,8 * 0,9 * \left(1 - \left(\frac{1}{1+2}\right)\right) * 0,5} = 0,76 \text{ m}$$

$$S = \frac{0,21}{0,8} = 0,26 \text{ m}^2$$

**Horizon 2045**

Les données sont les mêmes pour le calcul d'un dégrillage fin à l'horizon 2045 sauf le débit de pointe en temps sec qui égale  $Q_{pts} = 0,26 \text{ m}^3/\text{s}$ , alors :

$$L = \frac{0,26 * \sin 60}{0,8 * 0,9 * \left(1 - \left(\frac{1}{1+2}\right)\right) * 0,5} = 0,94 \text{ m}$$

$$S = \frac{0,26}{0,8} = 0,325 \text{ m}^2$$

**c) Calcul des pertes de charge**

KIRSCHMER a établi une relation entre la perte de charge et le coefficient de forme des barreaux et l'angle de la grille avec l'horizontale [14].

$$\Delta H = F * \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2g} * \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.12)$$

Avec :

$\Delta H$  : La perte de charge (m)

$F$  : Le coefficient de forme des barreaux

$g$  : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>)

$d/e$  : Épaisseur des barreaux / espacement entre les barreaux (cm)

$V$  : vitesse d'écoulement dans la grille (0,8 m/s)

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

Les valeurs de  $F$  dépendent de la forme des barreaux qui sont présentées dans le tableau suivant.

**Tableau IV.6 : Les valeurs de F [3]**

Type des barreaux	F
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire arrondi en semi-circulaire à l'amont	1,83
Section rectangulaire arrondi en semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

On prend  $F = 1,79$ .

**c.1) Cas d'un dégrilleur grossier**

$$\Delta H = 1,79 * \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{(0,8)^2}{2*9,81} * \sin 60 = 0,015 \text{ m} = 1,5 \text{ cm}$$

**c.2) Cas d'un dégrilleur fin**

$$\Delta H = 1,79 * \left(\frac{1}{2}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{(0,8)^2}{2*9,81} * \sin 60 = 0,020 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

**d) Calcul des volumes des déchets retenus au niveau des grilles**

Le volume des débris retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et la qualité des eaux à épurer [3]. Soit :

$$\frac{12}{e} < v < \frac{15}{e} \dots\dots\dots (IV.13)$$

**d.1) Grille grossière****Horizon 2030**

$V_{\max} = 15/5 = 3 \text{ L/EH/an}$ , pour  $N = 65000 \text{ EH}$  à l'horizon 2030, le  $V_{\max}$  des déchets sera :

$$V_{\max} = \frac{3 * 10^{-3} * 65000}{365} = 0,53 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\min} = 12/5 = 2,4 \text{ L/Eh/an} = \frac{2,4 * 10^{-3} * 65000}{365} = 0,43 \text{ m}^3/\text{j}$$

**Horizon 2045**

Pour N = 83700 EH les volumes des déchets seront :

$$V_{\max} = \frac{3 * 10^{-3} * 83700}{365} = 0,69 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\min} = \frac{2,4 * 10^{-3} * 83700}{365} = 0,55 \text{ m}^3/\text{j}$$

***d.1) Grille fine*****Horizon 2030**

$V_{\max} = 15/2 = 7,5 \text{ L/EH/an}$ , pour N = 65000 EH à l'horizon 2030 le  $V_{\max}$  des déchets sera :

$$V_{\max} = \frac{7,5 * 10^{-3} * 65000}{365} = 1,34 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\min} = 12/2 = 6 \text{ L/EH/an} = \frac{6 * 10^{-3} * 65000}{365} = 1,07 \text{ m}^3/\text{j}$$

**Horizon 2045**

Pour N = 83700 EH, les volumes des déchets seront :

$$V_{\max} = \frac{7,5 * 10^{-3} * 83700}{365} = 1,72 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\min} = \frac{6 * 10^{-3} * 83700}{365} = 1,38 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des dégrilleurs.

**Tableau IV.7 : Les résultats de calcul des dégrilleurs**

Paramètre	Unité	Horizon 2030		Horizon 2045	
		Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
Débit de pointe en temps sec ( $Q_{\text{pts}}$ )	$\text{m}^3/\text{s}$	0,21		0,26	
La hauteur d'eau ( $h_{\max}$ )	m	0,9	0,9	0,9	0,9
Epaisseur des barreaux ( $d$ )	cm	2	1	2	1
Espacement des barreaux ( $e$ )	cm	5	2	5	2
Largeur de la grille ( $L$ )	m	0,71	0,76	0,88	0,94
Surface ( $S$ )	$\text{m}^2$	0,26	0,26	0,325	0,325
Pertes de charge ( $\Delta H$ )	m	0,015	0,020	0,015	0,020
Volume maximal des déchets ( $V_{\max}$ )	$\text{m}^3/\text{j}$	0,53	1,34	0,69	1,72
Volume minimal des déchets ( $V_{\min}$ )	$\text{m}^3/\text{j}$	0,43	1,07	0,55	1,38

**IV.3.2. Dessablage-déshuilage**

- *Dessablage* : Eliminer les solides des dimensions supérieur à 200 µm (sable, gravier) par décantation.
- *Déshuilage (dégraissage)* : Eliminer les huiles et graisses par flottation par injection de l'air de bas en haut de l'ouvrage.

On opte pour un bassin dessableur-déshuileur de type longitudinal à deux sections aérées pour séparer de l'eau le sable, les graviers, les huiles et graisse [14].

**a) Dimensionnement du bassin de dessableur-déshuileur**

Pour la décantation des particules il faut vérifier la condition suivante [14] :

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s} \quad \text{Ou} \quad v_e < v_s \dots\dots\dots (IV.14)$$

**L** : Longueur du bassin (m)

**H** : Profondeur du bassin (H = 1 à 3 m)

**Ve** : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est  $V_e = 0.2$  à  $0.5$  m/s)

**Vs** : La vitesse de sédimentation (la vitesse  $V_s = 10$  à  $15$  m/h pour le débit de pointe en temps sec et  $V_e = 40$  à  $70$  m/h pour le débit de pointe en temps de pluie)

**L/H** : varier de 10 à 15

**ts** : Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe.

**Horizon 2030**

Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8 : Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage**

Paramètre	Q <sub>pts</sub> (m <sup>3</sup> /s)	H (m)	Ve (m/s)	Vs (m/s)	L/H	ts (min)
Valeur	0,21	2	0,3	0,0042	10	10

➤ **Le volume du bassin (V)**

$$V = Q_{pts} * t_s \dots\dots\dots (IV.15)$$

$$V = 0,21 * 10 * 60 = \mathbf{126 \text{ m}^3}$$

➤ **La surface horizontale (Sh)**

$$S_h = \frac{V}{H} \dots\dots\dots (IV.16)$$

$$S_h = \frac{126}{2} = \mathbf{63 \text{ m}^2}$$

➤ **La longueur (L)**

$$\frac{L}{H} = 10 ; L = 10 H = 10 * 2 = \mathbf{20 \text{ m}} \quad \Rightarrow \mathbf{L = 20 \text{ m}}$$

➤ **La largeur ( $\ell$ )**

$$S_h = L * \ell$$

$$\ell = \frac{S_h}{L} = \frac{63}{20} = \mathbf{3,15 \text{ m}}$$

➤ **Le volume d'air à insuffler dans le dessableur**

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m<sup>3</sup> d'air /m<sup>3</sup> d'eau [3].

$$q_{\text{air}} = Q_{\text{pts}} * V \dots\dots\dots (IV.17)$$

V : Volume d'air à injecter (m<sup>3</sup>), on prend V= 1,5 m<sup>3</sup>

Q<sub>pts</sub> : débit de pointe en temps sec (m<sup>3</sup>/s)

$$\Rightarrow q_{\text{air}} = 0,21 * 1,5 = 0,315 \text{ m}^3/\text{s} = \mathbf{1134 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$$

➤ **Vérification de la condition de dimensionnement**

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s} \Rightarrow \frac{20}{2} < \frac{0,3}{0,0042}$$

10 < 71,42 ⇒ La condition de dimensionnement est vérifiée.

**Horizon 2045**

Les paramètres proposés sont les mêmes pour le dimensionnement de l'ouvrage à l'horizon 2030 sauf le débit de pointe en temps sec qui égale Q<sub>pts</sub> = 0,26 m<sup>3</sup>/s, alors :

➤ **Le volume du bassin (V)**

$$V = 0,26 * 10 * 60 = \mathbf{156 \text{ m}^3}$$

➤ **La surface horizontale (S<sub>h</sub>)**

$$S_h = \frac{156}{2} = \mathbf{78 \text{ m}^2}$$

➤ **La longueur (L)**

$$L = 10 H = 10 * 2 = \mathbf{20 \text{ m}}$$

➤ **La largeur ( $\ell$ )**

$$\ell = \frac{S_h}{L} = \frac{78}{20} = \mathbf{3,9 \text{ m}}$$

➤ **Le volume d'air à insuffler dans le dessableur**

$$q_{\text{air}} = 0,26 * 1,5 = 0,39 \text{ m}^3/\text{s} = \mathbf{1404 \text{ m}^3 \text{ d'air /h}}$$

**b) Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur**

Le dessableur élimine 80% de la matière minérale existant dans les eaux usées. La matière minérale représente 20% de la charge en matière en suspension (MES), les 80% restants, représentent les matières volatiles en suspension (MVS) [15].

Partant de ces hypothèses, on trouve :

**Horizon 2030**

$$\mathbf{MES = 80\% MVS + 20\% MM}$$

- Les matières minérales totales  $\Rightarrow MM = 0,20 * 4550 = 910 \text{ kg/j}$
  - Les matières volatiles en suspension  $\Rightarrow MVS = 0,80 * 4550 = 3640 \text{ kg/j}$
  - Les matières minérales éliminées par le dessableur  $\Rightarrow MM_e = 0,80 * 910 = 728 \text{ kg/j}$
  - Les matières minérales à la sortie de dessableur  $\Rightarrow MM_s = 910 - 728 = 182 \text{ kg/j}$
  - MES sortant du dessableur  $\Rightarrow MES_s = 3640 + 182 = 3822 \text{ kg/j}$
- Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du dessableur-déshuileur pour les deux horizons.

**Tableau IV.9 : Dimensionnement du dessableur-déshuileur**

Paramètre	Unité	Horizon	
		2030	2045
Surface horizontale (Sh)	m <sup>2</sup>	63	78
Volume (V)	m <sup>3</sup>	126	156
Hauteur (H)	m	2	2
Longueur (L)	m	20	20
Largeur (ℓ)	m	3,15	3,9
Temps de séjour par temps sec (t <sub>s</sub> )	min	10	10
Quantité d'air à injecter (q <sub>air</sub> )	m <sup>3</sup> d'air/h	1134	1404
Les matières minérales totales(MM)	kg/j	910	1171,8
Les matières volatiles en suspension (MVS)	kg/j	3640	4687,2
Les matières minérales éliminées par le dessableur (MM <sub>e</sub> )	kg/j	728	937,44
Les matières minérales à la sortie de dessableur(MM <sub>s</sub> )	kg/j	182	234,36
Les matières en suspension à la sortie de dessableur(MES <sub>s</sub> )	kg/j	3822	4921,56

**IV.4. Traitement secondaire**

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à faible charge ; il est classé selon leur charge volumique (C<sub>v</sub>) et leur charge massique (C<sub>m</sub>). Après le calcul de rendement d'élimination, on peut justifier le choix du procédé et déterminer les valeurs des charges à partir le tableau suivant.

➤ **Rendement d'élimination [16]**

$$R = \frac{\text{Concentration de DBO}_5 \text{ entrée} - \text{Concentration de DBO}_5 \text{ sortie}}{\text{Concentration de DBO}_5 \text{ entrée}} * 100 \dots\dots\dots (IV.18)$$

$$R = \frac{337,5 - 30}{337,5} * 100 = 91,11 \%$$

Tableau IV.10 : Classement des réacteurs biologiques selon leurs rendements et leurs charges [16]

Type	Charge volumique (kg DBO <sub>5</sub> /j/ m <sup>3</sup> )	Charge massique (kg DBO <sub>5</sub> /kg MVS/j)	Rendement (%)
Faible charge	0,3 – 0,8	0,1 – 0,2	> 90%
Moyenne charge	0,8 – 1,8	0,2 – 0,5	90%
Forte charge	1,8	0,5 - 1	80% - 90%

**Remarque**

Pour notre cas, le rendement d'élimination ( $R > 90\%$ ), donc on est en face d'un traitement à boues activées à faible charge.

- Une charge massique :  $0,1 < C_m < 0,2$  (kg DBO<sub>5</sub>/kg MVS/j)
- On prend une charge massique :  $C_m = 0,2$  Kg DBO<sub>5</sub>/Kg MVS/j
- Une charge volumique :  $0,3 < C_v < 0,8$  (kg DBO<sub>5</sub>/j/m<sup>3</sup>)
- On prend une charge volumique :  $C_v = 0,5$  kg DBO<sub>5</sub>/j/m<sup>3</sup>.

**IV.4.1. Dimensionnement du bassin d'aération**

Le bassin d'aération est un réacteur biologique dans lequel s'effectue l'élimination de la matière organique par les microorganismes aérobies. Il constitue un élément fondamental de la filière boues activées. Le bassin d'aération choisi est de forme rectangulaire où arrivent les eaux usées prétraitées [14].

**Horizon 2030****a) Dimensions du bassin d'aération****➤ Le volume total du bassin**

$$C_v = \frac{L_0}{V} \dots\dots\dots (IV.19)$$

$C_v$  : La charge volumique en (kg DBO<sub>5</sub>/ j/m<sup>3</sup>)

$L_0$  : La charge en DBO<sub>5</sub> à l'entrée du bassin d'aération en (kg DBO<sub>5</sub>/j)

$V$  : Le volume du bassin en (m<sup>3</sup>)

Donc :  $V = L_0/C_v$

$$V = 3510 / 0,5 = 7020 \text{ m}^3$$

Le volume utile par un bassin :  $V_u = V/2 \Rightarrow V_u = 7020 / 2 = 3510 \text{ m}^3$

**➤ La hauteur du bassin**

Elle est prise généralement entre 3 et 5 m. Soit  $H = 4 \text{ m}$

**➤ Surface horizontale du bassin**

$$S_h = \frac{V}{H} \Rightarrow S_h = \frac{7020}{4} = 1755 \text{ m}^2$$

Le surface utile par un bassin :  $S_{hu} = S_u/2 \Rightarrow S_{hu} = 1755/2 = 877,5 \text{ m}^2$

➤ **Longueur et Largeur du bassin**

Si on prend :  $L = 2\ell$

$$S_{hu} = L * \ell = 2 * \ell^2 \Rightarrow \ell = \sqrt{\frac{S_{hu}}{2}} = \sqrt{\frac{877,5}{2}} = 20,94 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L = 2 * 20,94 = 41,89 \text{ m}$$

➤ **Le temps de séjour**

$$t_s = \frac{V_u}{Q_{pts}} = \frac{3510}{749} = 4,68 \text{ h} = 4\text{h } 40 \text{ min}$$

**b) Les charges**

➤ **La charge en DBO<sub>5</sub> à la sortie du bassin**

Selon les normes, la concentration ( $S_s$ ) à la sortie sera égale à 30 mg/L de DBO<sub>5</sub>

$$L_s = S_s * Q_j \Rightarrow L_s = (30 * 10^{-6} * 10^3) * 10400 = 312 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

➤ **La charge polluante en DBO<sub>5</sub> éliminée**

$$L_e = L_0 - L_s \Rightarrow L_e = 3510 - 312 = 3198 \text{ kg/j}$$

➤ **La masse de boues dans le bassin**

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} \Rightarrow X_a = 3510 / 0,2 = 17550 \text{ kg}$$

➤ **Concentration de boues dans le bassin**

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \Rightarrow [X_a] = 17550/7020 = 2,5 \text{ kg/m}^3$$

**V** : Volume total du bassin d'aération en ( $\text{m}^3$ )

**Tableau IV.11: Résultats de calcul de l'aérateur**

Paramètre	Unite	Horizon	
		2030	2045
Débit journalier( <b>Q<sub>j</sub></b> )	$\text{m}^3/\text{j}$	10400	13392
Le débit de pointe en temps sec ( <b>Q<sub>pts</sub></b> )	$\text{m}^3/\text{h}$	749	949,05
Le volume utile par bassin ( <b>V<sub>u</sub></b> )	$\text{m}^3$	3510	4519,8
La surface utile par bassin ( <b>S<sub>u</sub></b> )	$\text{m}^2$	877,5	1129,95
Hauteur ( <b>H</b> )	m	4	4
Longueur( <b>L</b> )	m	41,89	47,53
Largeur ( <b>ℓ</b> )	m	20,94	23,76
Temps de séjour ( <b>t<sub>s</sub></b> )	h	4,68	4,76
La charge en DBO <sub>5</sub> éliminée dans le bassin ( <b>L<sub>e</sub></b> )	kg/j	3198	4118,04

La masse de boues dans le bassin ( $X_a$ )	kg	17550	22599
Concentration de boues dans le bassin ( $[X_a]$ )	kg/m <sup>3</sup>	2,5	2,5
La charge en DBO <sub>5</sub> à la sortie du bassin ( $L_s$ )	kg DBO <sub>5</sub> /j	312	401,76
Nombre	-	2	2

### c) Les besoins en oxygène

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène pour vivre et reproduction d'une part, et pour dégrader la pollution d'une autre part. Cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

#### Horizon 2030

##### c.1) Besoins théorique en oxygène

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse et celle nécessaire à la respiration endogène. Elle est donnée par la relation :

$$q_{O_2} = a' * L_e + b' * X_a \dots\dots\dots (IV.20)$$

$q_{O_2}$ : Besoin en oxygène en (kgO<sub>2</sub>/j).

$a'$  : Coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommée pour fournir de l'énergie de synthèse, Il dépend de la charge massique ( $C_m$ ).  $a' = 0,5 * (C_m)^{-0,12}$

$L_e$  : La charge en DBO<sub>5</sub> à l'entrée du bassin d'aération en (kg DBO<sub>5</sub>/ j)

$b'$  : Coefficient cinétique de la respiration endogène.  $b' = 0,13 * (C_m)^{0,16}$

$X_a$  : Quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (kg).

$$- a' = 0,5 * (C_m)^{-0,12} \Rightarrow a' = 0,5 * (0,2)^{-0,12} = 0,60$$

$$- b' = 0,13 * (C_m)^{0,16} \Rightarrow b' = 0,13 * (0,2)^{0,16} = 0,10$$

$$\Rightarrow q_{O_2} = (0,60 * 3510) + (0,10 * 17550) = \mathbf{3861 \text{ kg O}_2/\text{j}}$$

##### c.2) La quantité horaire d'oxygène nécessaire

$$q_{O_{2h}} = \frac{q_{O_2}}{24} \Rightarrow q_{O_{2h}} = 3861 / 24 = \mathbf{160,88 \text{ kg o}_2/\text{h}}$$

##### c.3) La quantité d'oxygène nécessaire pour m<sup>3</sup> du bassin

$$q_b = \frac{q_{O_2}}{V} \Rightarrow q_b = 3861 / 7020 = \mathbf{0,55 \text{ kg/m}^3/\text{j}}$$

V : Volume total du bassin d'aération en (m<sup>3</sup>)

### d) Détermination des caractéristiques de l'aérateur

#### d.1) Capacité totale d'oxygène transférée

On peut calculer la capacité totale d'après la formule d'HARMONIK :

$$N_0 = (1,98 * 10^{-3} * P_a) + 1 \dots\dots\dots (IV.21)$$

$N_0$  : Capacité totale d'oxygène transférée en (kg O<sub>2</sub>/kWh).

$P_a$  : Puissance par  $m^2$  du bassin avec  $P_a = 30$  à  $40 \text{ w/m}^2$ , on prend  $P_a = 35 \text{ W/m}^2$

Donc :  $N_0 = (1,98 * 10^{-3} * 35) + 1 = 1,07 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$

#### d.2) Quantité d'oxygène par unité de puissance

$$N = N_0 * \left[ \frac{\beta * (C_s - C_L)}{C_s} \right] * \alpha * E^{(T-20^\circ)} \dots \dots \dots (IV.22)$$

$N$  : Quantité d'oxygène par unité de puissance en (kg  $\text{o}_2/\text{kwh}$ ).

$C_L$  : Concentration en  $\text{O}_2$  dissous dans l'eau à  $T = 25^\circ$ ,  $C_L = 1,5$  à  $2 \text{ mg/L}$ . Soit  $C_L = 1,8 \text{ mg/L}$

$C_s$  : Concentration de saturation en  $\text{O}_2$  à la surface du bassin, pour un aérateur de surface

$$C_s = 9,2 \text{ mg/L.}$$

$\beta$  : Coefficient qui traduit l'effet des solides dissous et la concentration en matières dégradables sur la saturation en oxygène,  $\beta = 0,8$  à  $0,95$ . On prend  $\beta = 0,9$

$\alpha$  : Facteur de correction qui relie le transfert d' $\text{O}_2$  à la surface de l'eau usée,  $\alpha = 0,8$

$E$  : Coefficient de température,  $E = 1,02$

Donc,

$$N = 1,07 * \left[ \frac{0,9 * (9,2 - 1,8)}{9,2} \right] * 0,8 * 1,02^{(25-20)} = 0,68 \text{ kg } \text{o}_2/\text{kwh}$$

#### d.3) Puissance d'agitation

$$E_b = Sh * P_a \dots \dots \dots (IV.23)$$

$E_b$  : Puissance d'agitation en (w).

$Sh$ : Surface horizontale du bassin en ( $m^2$ ).

$P_a$ : Puissance par  $m^2$  du bassin avec  $P_a = 30$  à  $40 \text{ w/m}^2$ , on prend  $P_a = 35 \text{ w/m}^2$

$$E_b = 1755 * 35 = 61425 \text{ W} = 61,425 \text{ kW}$$

#### d.4) Puissance nécessaire à l'aérateur

$$E_a = \frac{q_{\text{o}_2\text{h}}}{N} \dots \dots \dots (IV.24)$$

$E_a$  : Puissance nécessaire à l'aérateur en (kW)

$q_{\text{o}_2\text{h}}$ : La quantité horaire d'oxygène nécessaire (kg  $\text{O}_2/\text{h}$ )

$N$  : Quantité d'oxygène par unité de puissance en (kg  $\text{O}_2/\text{kWh}$ )

Donc :

$$E_a = \frac{160,88}{0,68} = 236,59 \text{ kW}$$

#### d.5) Nombre d'aérateur

$$n = \frac{E_a}{E_b} \Rightarrow n = 236,59 / 61,425 = 3,85 \Rightarrow n \approx 4 \text{ aérateurs}$$

Tableau IV.12 : Résultats de calcul des besoins en oxygène

Paramètre	Unité	Horizon	
		2030	2045
Besoin en oxygène ( $q_{O_2}$ )	kg O <sub>2</sub> /j	3861	4730,72
La quantité horaire d'oxygène nécessaire ( $q_{O_2h}$ )	kg O <sub>2</sub> /h	160,88	197,11
La quantité d'oxygène nécessaire pour m <sup>3</sup> du bassin ( $q_b$ )	kg/m <sup>3</sup> /j	0,55	0,52
Puissance par m <sup>2</sup> du bassin ( $P_a$ )	W/m <sup>2</sup>	35	35
Capacité totale d'oxygène transférée ( $N_0$ )	kgO <sub>2</sub> /kWh	1,07	1,07
Quantité d'oxygène par unité de puissance ( $N$ )	kgO <sub>2</sub> /kWh	0,68	0,68
Puissance d'agitation ( $E_b$ )	kW	61,43	79,10
Puissance nécessaire à l'aérateur ( $E_a$ )	kW	236,59	289,87
Nombre d'aérateur ( $n$ )	-	4	4

#### IV.4.2. Bilan des boues [14]

##### Horizon 2030

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

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'Eckenfelder.

$$\Delta x = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - bX_a - X_{\text{eff}} \dots\dots\dots (IV.25)$$

$X_{\min}$  : Boues minérales (20% de MES<sub>s</sub>) en (kg/j)

$X_{\text{dur}}$  : Boues difficilement biodégradable (20% de MVS) en (kg/j)

$a_m$  : Coefficient de rendement cellulaire (augmentation de la biomasse par l'élimination de DBO<sub>5</sub>),  $a_m = 0,55$

$L_e$  : Quantité de DBO<sub>5</sub> éliminée en (kg/j)

$b$  : Fraction de la masse cellulaire éliminer par jour en respiration endogène,  $b = \frac{b'}{1,44}$

$b'$  : Coefficient cinétique de respiration endogène ;  $b' = 0,09 \Rightarrow b = 0,0625$

$X_a$  : Masse totale journalière de MVS dans le bassin (kg)

$X_{\text{eff}}$  : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, égale à 30 mg/L)

MES<sub>s</sub> = 3822 kg/j (la sortie de dessableur- déshuileur)

$$X_{\min} = 20\% \text{ MES}_s \quad \Rightarrow \quad X_{\min} = 0,2 * 3822 = 764,4 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 20\% \text{ MVS} = 20\% [80\% \text{ MES}_s] \quad \Rightarrow \quad X_{\text{dur}} = 0,2 * [0,8 * 3822] = 611,52 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,55 * 3198 = 1758,9 \text{ kg/j} \quad \Rightarrow \quad a_m L_e = 1758,9 \text{ kg/j}$$

$$bX_a = 0,0625 * 17550 = 1096,88 \text{ kg/j} \quad \Rightarrow \quad bX_a = 1096,88 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 30 * Q_j = (30 * 10^{-6} * 10^3) * 10400 \quad \Rightarrow \quad X_{\text{eff}} = 312 \text{ kg/j}$$

$$\Rightarrow \Delta x = 764,4 + 611,52 + 1758,9 - 1096,88 - 312 = \mathbf{1725,94 \text{ kg/j}}$$

**b) Concentration des boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (IV.26)$$

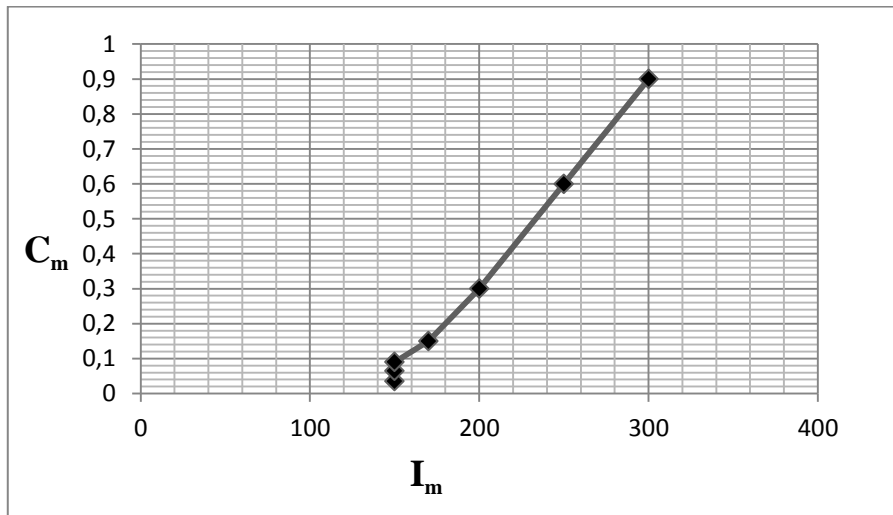
$X_m$ : Concentration des boues en excès en (kg/m<sup>3</sup>).

$I_m$ : Indice de Mohlman. C'est le volume en (ml) occupée par un gramme de boue après 1/2 heure de décantation.

- Si  $80 < I_m < 150$  : les boues sont bien décantables
- Si  $I_m > 150$  : risque d'une mauvaise décantation et les boues recyclées seront claires
- Si  $I_m < 80$  : boues sont très minéralisées et peu actives.

**Tableau IV.13 : Les valeurs de  $I_m$  en fonction de  $C_m$**

$C_m$	0,035	0,065	0,09	0,15	0,30	0,60	0,90
$I_m$	150	150	150	170	200	250	300



**Figure IV.1 : Evolution de  $C_m$  en fonction de  $I_m$**

Notre cas,  $C_m = 0,2 \Rightarrow I_m = 180$  (par interpolation dans la courbe  $C_m = f(I_m)$ )

$$\Rightarrow X_m = 1200/180 = 6,66 \text{ kg/m}^3$$

**c) Débit de boues en excès**

Ce débit est donné par :  $Q_{excès} = \frac{\Delta x}{X_m} \dots\dots\dots (IV.27)$

$Q_{excès}$  : Débit de boues en excès en (m<sup>3</sup>/j).

$$D'où : Q_{excès} = 1725,94 / 6,66 = 259,15 \text{ m}^3/j$$

**d) Débit spécifique par m<sup>3</sup> du bassin**

$$q_{sp} = \frac{\Delta x}{V} \dots\dots\dots (IV.28)$$

$$\Rightarrow q_{sp} = 1725,94 / 7020 = 0,25 \text{ kg/m}^3/j$$

## e) Le taux de recyclage

$$R = \frac{[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} * 100 \dots\dots\dots (IV.29)$$

**R** : Le taux de recyclage en (%)

**[X<sub>a</sub>]** : Concentration de boues dans le bassin en (kg/m<sup>3</sup>).

$$R = \frac{2,5}{6,66-2,5} * 100 = \mathbf{60,1 \%}$$

## f) Débit de boues recyclées

$$Q_r = R * Q_j \dots\dots\dots (IV.30)$$

$$\Rightarrow Q_r = 0,6 * 10400 = 6240 \text{ m}^3/\text{j}$$

## 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.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta x} \dots\dots\dots (IV.31)$$

$$\Rightarrow A_b = 17550 / 1725,94 = 10,16 = \mathbf{10 \text{ jour}}$$

**Tableau IV.14 : Résultats de bilan des boues**

Paramètre	Unité	Horizon	
		2030	2045
La quantité de boues en excès ( $\Delta x$ )	kg/j	1725,94	2221,48
Concentration des boues en excès ( $X_m$ )	kg/m <sup>3</sup>	6,66	6,66
Débit de boues en excès ( $Q_{excès}$ )	m <sup>3</sup> /j	259,15	333,55
Débit spécifique par m <sup>3</sup> du bassin ( $q_{sp}$ )	kg/m <sup>3</sup> /j	0,25	0,25
Le taux de recyclage en ( <b>R</b> )	%	60,1	60,1
Débit de boues recyclées ( $Q_r$ )	m <sup>3</sup> /j	6240	8035,2
Age des boues ( <b>A<sub>b</sub></b> )	j	10	10

## IV.4.3. Dimensionnement de clarificateur

Le clarificateur a pour but la séparation de l'eau et les boues. L'eau épurée est destinée vers le traitement tertiaire ou vers le milieu naturel, les boues déposées dans le clarificateur sont en partie recirculées vers le bassin d'aération, ou évacuées vers les installations de traitement de boues pour le cas des boues en en excès (épaississement, déshydratation) [14].

On opte pour un décanteur d'une forme circulaire, les principes de calcul du décanteur sont :

- La charge superficielle (la vitesse ascensionnelle  $v_{as} = 0,1$  à  $1,25$  m/h), on prend  $v_{as} = 1,2$  m/h.

- Le temps de séjour  $t_s = 2$  à  $3$  h, on prend  $t_s = 2$  h
- La hauteur du clarificateur  $H = 3$  à  $4$  m, on prend  $H = 3$  m
- On choisit deux chaînes d'épuration.

**Horizon 2030**

**a) La surface totale du clarificateur**

$$S = \frac{Q_{pts}}{V_{as}} \Rightarrow S = 749 / 1,2 = 624,17 \text{ m}^2$$

Surface unitaire:  $S_u = S/2 \Rightarrow S_u = 624,17 / 2 = 312,09 \text{ m}^2$

**b) Le volume total**

$$V = Q_{pts} * t_s \Rightarrow V = 749 * 2 = 1498 \text{ m}^3$$

Volume unitaire:  $V_u = V/2 \Rightarrow V_u = 1498 / 2 = 749 \text{ m}^3$

**c) Diamètre du clarificateur**

Pour chaque clarificateur  $\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_u}{\pi * H}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 749}{3,14 * 3}} = 17,83 \text{ m}$

**d) Calcul des diamètres des éléments du clarificateur**

Le clarificateur est formé par une série de trois cercles concentriques dont l'ordre est :

- La buse  $\Rightarrow D_1$
- La jupe  $\Rightarrow D_2$
- Le diamètre de la goulotte  $\Rightarrow D_g$

➤ **La buse**

Elle possède un diamètre  $D_1 = 1,2$  m, donc :  $S_1 = \frac{\pi D_1^2}{4} \Rightarrow S_1 = 3,14 * 1,2^2 / 4 = 1,13 \text{ m}^2$

➤ **La jupe**

La vitesse maximale admissible dans la jupe pour assurer une séparation liquide-boues est

$$V_{max} = 2,5 \text{ cm/s} = 90 \text{ m/h}$$

$$S_2 = \frac{[\frac{R\%}{100} + 1]}{V_{max}} * Q_{pts} \dots\dots\dots (IV.32)$$

$S_2$ : surface de la jupe en ( $\text{m}^2$ )

**R** : taux de recyclage,  $R = 61,1 \%$

$$S_2 = \frac{[\frac{60,1}{100} + 1]}{90} * 749 = 13,32 \text{ m}^2$$

- **Diamètre de la jupe**

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 * (S_1 + S_2)}{\pi}} \Rightarrow D_2 = \sqrt{\frac{4 * (1,13 + 13,32)}{3,14}} = 4,29 \text{ m}$$

➤ **La surface de la goulotte**

La vitesse d'écoulement est  $v = 0,7 \text{ m/s} = 2520 \text{ m/h}$

$$S_g = \frac{Q_{\text{pts}}}{n \cdot v} \Rightarrow S_g = 749 / (2 \cdot 2520) = 0,15 \text{ m}^2$$

$n$  : nombre de clarificateur

$S_g$  : la surface de la goulotte pour un clarificateur en ( $\text{m}^2$ ).

- **Diamètre de la goulotte**

$$D_g = \sqrt{\frac{4 \cdot S_g}{\pi}} \Rightarrow D_g = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,15}{3,14}} = 0,44 \text{ m}$$

**Tableau IV.15 : Résultats de calcul du clarificateur**

Paramètre	Unité	Horizon	
		2030	2045
Nombre	-	2	2
Débit de pointe en temps sec ( $Q_{\text{pts}}$ )	$\text{m}^3/\text{h}$	749	949,05
la vitesse ascensionnelle ( $V_{\text{as}}$ )	$\text{m/h}$	1,2	1,2
La surface unitaire ( $S_u$ )	$\text{m}^2$	312,09	395,44
Le volume unitaire ( $V_u$ )	$\text{m}^3$	749	949,05
Le diamètre pour chaque bassin ( $D$ )	$\text{m}$	17,83	20,07
La hauteur ( $H$ )	$\text{m}$	3	3
Le temps de séjour ( $t_s$ )	$\text{h}$	2	2
Le diamètre de la buse ( $D_1$ )	$\text{m}$	1,2	1,2
La surface de la buse ( $S_1$ )	$\text{m}^2$	1,13	1,13
La surface de la jupe ( $S_2$ )	$\text{m}^2$	13,32	16,88
Le diamètre de la jupe ( $D_2$ )	$\text{m}$	4,29	4,79
La surface de la goulotte ( $S_g$ )	$\text{m}^2$	0,15	0,19
Le diamètre de la goulotte ( $D_g$ )	$\text{m}$	0,44	0,49

#### IV.5. Traitement tertiaire

C'est la dernière étape d'épuration des eaux usées qui vient suppléer les traitements primaire et secondaire. Le traitement tertiaire peut être de différente nature, tel que la désinfection. Dans ce présent chapitre, le traitement tertiaire abordé est la désinfection au chlore [14].

##### IV.5.1. Dimensionnement du bassin de désinfection

Le bassin de désinfection c'est un ouvrage rectangulaire. Les données principales de dimensionnement sont les suivantes :

- Le temps de contact entre l'eau épurée et le chlore dans le bassin est  $t_c = 15$  à  $30 \text{ min}$ .

Soit  $t_c = 30 \text{ min} = 0,5 \text{ h}$

- La hauteur du bassin est  $H = 2$  à  $4$  m. Soit  $H = 3$  m.
- La longueur du bassin est  $L = 1$  à  $1,5$  de largeur ( $\ell$ ) du bassin. On prend  $L = 1,25 \ell$

**Horizon 2030****a) Le volume du bassin de désinfection (V)**

$$V = Q_{\text{pts}} * t_c \quad \Rightarrow \quad V = 749 * 0,5 = 374,5 \text{ m}^3$$

**b) La surface horizontale ( $S_h$ )**

$$S_h = \frac{V}{H} \quad \Rightarrow \quad S_h = 374,5 / 3 = 124,83 \text{ m}^2$$

**c) Longueur (L) et largeur ( $\ell$ ) du bassin**

$$\text{On a: } S_h = L * \ell \quad \Rightarrow \quad S_h = 1,25 \ell * \ell$$

$$\text{Donc: } \ell = \sqrt{\frac{S_h}{1,25}} \quad \Rightarrow \quad \ell = \sqrt{\frac{124,83}{1,25}} = 9,99 \text{ m} = 10 \text{ m}$$

$$L = 1,25 \ell \quad \Rightarrow \quad L = 1,25 * 10 = 12,5 \text{ m}$$

**Horizon 2045**

Les mêmes données pour le dimensionnement de l'ouvrage à l'horizon 2030 sauf le débit de pointe en temps sec qui égale  $Q_{\text{pts}} = 949,05 \text{ m}^3/\text{h}$ , alors :

**a) Le volume du bassin de désinfection (V)**

$$V = Q_{\text{pts}} * t_c \quad \Rightarrow \quad V = 949,05 * 0,5 = 474,53 \text{ m}^3$$

**b) La surface horizontale ( $S_h$ )**

$$S_h = \frac{V}{H} \quad \Rightarrow \quad S_h = 474,53 / 3 = 158,18 \text{ m}^2$$

**c) Longueur (L) et largeur ( $\ell$ ) du bassin**

$$\text{On a: } S_h = L * \ell \quad \Rightarrow \quad S_h = 1,25 \ell * \ell$$

$$\text{Donc: } \ell = \sqrt{\frac{S_h}{1,25}} \quad \Rightarrow \quad \ell = \sqrt{\frac{158,18}{1,25}} = 11,25 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L = 1,25 * 11,25 = 14,06 \text{ m} = 14 \text{ m}$$

**IV.5.2. Dose du chlore à injecter**

Pour agir correctement, le chlore impose d'une part que l'eau soit préalablement bien épurée et d'autre part, qu'un temps de contact de 30 min soit respecté.

Les doses habituellement adoptées sont  $D = 5$  à  $10 \text{ g/m}^3$  de chlore.

On prend une dose  $D = 10 \text{ g/m}^3$  pendant un temps de contact de 30 min [3].

**Horizon 2030****➤ La dose journalière du chlore ( $D_j$ )**

$$D_j = Q_j * D \quad \Rightarrow \quad D_j = 10400 * 10 * 10^{-3} = 104 \text{ kg/j}$$

**Horizon 2045**

$$\Rightarrow D_j = 13392 * 10 * 10^{-3} = 133,92 \text{ kg/j}$$

Tableau IV.16 : Calcul du bassin de désinfection

Paramètre	Unité	Horizon	
		2030	2045
Débit de pointe en temps ( $Q_{pts}$ )	m <sup>3</sup> /h	749	949,05
Volume du bassin (V)	m <sup>3</sup>	374,5	474,53
Surface horizontale ( $S_h$ )	m <sup>2</sup>	124,83	158,18
Hauteur (H)	m	3	3
Longueur (L)	m	12,5	14
Largeur ( $\ell$ )	m	10	11,25
Le temps de contact ( $t_c$ )	h	0,5	0,5
La dose journalière du chlore ( $D_j$ )	kg/j	104	133,92

### IV.5.3. Traitement des boues

Le traitement des boues a pour but de diminuer leur teneur en eau et à réduire de manière efficace leur charge polluante et fermentescible. Les boues sont des particules solides non retenues par les procédés de traitement de l'eau (dégradation et séparation des polluants de l'eau).

Suivant leurs origines, on distingue:

- Les boues secondaires, biomasse en excès provenant du décanteur secondaire.
- Les boues stabilisées (digérées).

Ces boues se composent de matières organiques non dégradées (environ 75 %), de matières minérales, de micro-organismes et d'eau (environ 99 %) [14].

#### IV.5.3.1. Choix de la filière de traitement

Ce choix repose sur plusieurs facteurs :

- Origine des boues
- Composition des boues
- Surface requise
- Economie de l'installation [14].

Pour notre cas, et vue les contraintes de la région d'étude (forte pluviométrie, surface réduite), on opte pour l'épaississement et la déshydratation sans lits de séchage.

#### IV.5.3.2. L'épaississement

Le premier stade de déshydratation permet de réduire un volume important des boues. L'épaississeur gravitaire le plus utilisé est soumis à la seule action de la force de gravité, il consiste en une décantation des boues humides dans une cuve cylindrique à fond conique qui est équipé d'un racleur à agitation lente, pour faciliter le glissement des boues vers le bas.

Les boues en excès sont pompées vers un ouvrage d'épaississement via une conduite de refoulement à partir de la fosse à boue où elles seront introduites au centre de l'ouvrage dans une jupe de répartition [14,17].

#### ***a) Mécanisme racleur***

Le mécanisme de raclage des boues est à commande centrale avec moto-réducteur d'entraînement reposant sur un pont en béton. Deux bras de raclage, fixés par brides sur l'arbre central, portent les lames de balayage du radier, la herse d'épaississement en acier inox et les racleurs centraux. Les racles de fond sont munies de lames rapportées en caoutchouc.

Les boues s'épaississent par l'action de la pesanteur et du mécanisme racleur équipé de herses facilitant le dégagement de l'eau en créant des "chemins" dans la masse de boue. L'eau ainsi séparée passe en surverse dans une rigole périphérique et retourne en tête de station via le poste de drainage pour y être réincorporée aux eaux brutes.

Les boues épaissies sont raclées vers une poche à boues au centre du radier de l'ouvrage. De la poche à boues, les boues s'écoulent vers le puits des pompes par l'intermédiaire d'une tuyauterie noyée dans le radier de l'ouvrage.

#### ***b) Jupe d'alimentation***

Les boues sont introduites au centre de l'ouvrage dans une jupe de répartition suspendue au pont. Elles s'épaississent par la double action de la gravité et de la herse de séparation eau - boues. De forme cylindrique, la jupe est exécutée à partir de tôle d'acier et cornières cintrées, ces éléments seront en acier inox.

#### ***c) Seuil denté de la rigole de déversement***

Le surnageant de l'épaississeur déborde dans une rigole périphérique équipée de lames de débordement, puis retourne en tête de station par le réseau de drainage.

#### ***d) Pompage des boues épaissies***

Les boues épaissies sont ramenées par les racleurs de fond dans un puits central, également raclé, d'où elles sont reprises par des pompes, et refoulées vers la déshydratation mécanique sur filtre à bande. Les boues épaissies sont soutirées en fond d'ouvrage par des pompes d'extraction à rotor excentré (une pompe et un secours par filtre à bande installé), installées en fosse sèche situées dans le local de déshydratation. Les pompes sont à vitesse variable par moto-variateur.

Sur les tuyauteries de refoulement vers la déshydratation mécanique, des débitmètres électromagnétiques sont installés (un débitmètre pour chaque filtre à bande) donnant le débit instantané et la totalisation de la quantité des boues admise à la déshydratation.

## e) Dimensionnement de l'épaisseur

**Horizon 2030**

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire. La production journalière des boues est :

a) *Boues issues du décanteur secondaire (B<sub>II</sub>)*

Elles représentent les boues en excès :  $B_{II} = \Delta x = 1725,94 \text{ kg/j}$

b) *Concentration des boues (X<sub>II</sub>)*

$$X_{II} = X_m = 6,66 \text{ kg/m}^3$$

c) *Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage (Q<sub>B II</sub>)*

$$Q_{B II} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = Q_{\text{excès}} = 259,15 \text{ m}^3/\text{j}$$

d) *Volume de l'épaisseur (V<sub>e</sub>)*

$$V_e = Q_{B II} * t_s$$

$t_s$  : temps de séjour  $t_s = 2$  à  $10 \text{ j}$ , on prend  $t_s = 3 \text{ j}$

$$\Rightarrow V_e = 259,15 * 3 = 777,45 \text{ m}^3$$

e) *Surface de l'épaisseur (S<sub>e</sub>)*

$$S_e = \frac{V_e}{H}$$

$H$  : Hauteur de l'ouvrage  $H = 3$  à  $4 \text{ m}$ , on prend  $H = 3 \text{ m}$

$$\Rightarrow S_e = 777,45 / 3 = 259,15 \text{ m}^2$$

f) *Diamètre de l'épaisseur (D)*

$$S_e = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S_e}{\pi}}$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 259,15}{3,14}} = 18,17 \text{ m}$$

g) *Débit de boues à la sortie de l'épaisseur (Q<sub>BE</sub>)*

Après l'épaississement, les boues auront une concentration ( $C_{BE}$ ) de l'ordre de  $80$  à  $100 \text{ g/L}$ . On prend  $C_{BE} = 90 \text{ g/L}$

$$Q_{BE} = \Delta x / C_{BE} \Rightarrow Q_{BE} = 1725,94 / 90 = 19,18 \text{ m}^3/\text{j}$$

**Tableau IV.17 : Résultats de calcul de l'épaisseur**

Paramètre	Unité	Horizon	
		2030	2045
Boues issues du décanteur secondaire ( <b>B<sub>II</sub></b> )	kg/j	1725,94	2221,48
La concentration des boues ( <b>X<sub>II</sub></b> )	kg/m <sup>3</sup>	6,66	6,66
Le débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage	m <sup>3</sup> /j	259,15	333,55
Volume de l'épaisseur ( <b>V<sub>e</sub></b> )	m <sup>3</sup>	777,45	1000,65
La surface de l'épaisseur ( <b>S<sub>e</sub></b> )	m <sup>2</sup>	259,15	333,55

Le diamètre de l'épaississeur ( <b>D</b> )	m	18,17	20,61
Hauteur ( <b>H</b> )	m	3	3
temps de séjour ( <b>t<sub>s</sub></b> )	j	3	3
Débit de boues à la sortie de l'ouvrage ( <b>Q<sub>BE</sub></b> )	m <sup>3</sup> /j	19,18	24,68
Nombre d'ouvrage	-	1	1

#### IV.5.3.3. Déshydratation mécanique des boues

Le but est de porter la siccité des boues à une valeur de presque 18%, telle que leur transport soit facilité par réduction de volume. Le produit fini pourra ainsi être aisément utilisable en agriculture comme excellent amendement des sols, ou être versé en décharge publique. Cette siccité sera d'environ 18%.

Les boues épaissies sont pompées vers deux filtres à bande au moyen de pompes à rotor hélicoïdal. Cette disposition permet d'ajuster le débit en fonction de la quantité et la concentration des boues à traiter [18,19].

La déshydratation par filtre à bande offre plusieurs avantages (Fig. IV.2) :

- Compacité de l'installation
- Fonctionnement entièrement automatisé
- Facilité d'exploitation
- Souplesse d'utilisation
- Fonctionnement continu
- Faible consommation énergétique et investissement faible comparativement aux autres procédés de déshydratation mécanique (filtre presse, centrifugeuse).

Les boues extraites de l'épaississeur sont conditionnées avec du polymère, en amont des filtres à bande. Une floculation dynamique, équipée d'un agitateur avec variateur de vitesse, est placée en amont de chaque filtre à bande pour optimiser le mélange boues/polymère. Ce produit engendre la floculation de la boue permettant ainsi une séparation boue eau dans le filtre. Ce produit est préparé dans une cuve à trois compartiments qui préparent la solution en continu.

Les boues floculées sont ainsi pompées et introduites vers le filtre à bandes. Le gâteau passe d'un système de convoyage vers une benne. Les égouttures provenant des filtres à bandes et les eaux de lavage sont collectées et envoyées en tête de station via le poste "toutes eaux".

L'ensemble du traitement des boues est installé dans un local fermé. L'air vicié est extrait avec un taux de renouvellement de 5. Chaque filtre à bande traitera la totalité de la production de boues sur 12 h/j.

En général, les dimensions du poste sont les suivantes.

- Nombre de machines : 02
- Capacité d'un presse : 18 à 25 m<sup>3</sup>/h
- siccité de boues déshydratées : 18 %
- Largeur de la bande/machine : 2.5m

Chaque ligne d'alimentation des filtres à bandes est équipée d'une mesure de débit ainsi que d'une prise d'échantillon.

La préparation de polymère sera réalisé à l'aide d'une centrale de préparation mixte "poudre + émulsion" de capacité 2 m<sup>3</sup> composée d'une cuve PEHD à 3 compartiments agités. La centrale de préparation de polymère est dotée de pompes doseuses (un par filtre à bande + une installée en secours), qui soutirent la solution mère préparée à une concentration d'environ 2 g/L et la refoulent dans la canalisation d'alimentation en boues des filtres. Le débit d'injection de polymère est comptabilisé à l'aide de deux débitmètres électromagnétique (1 par injection).



**Figure IV.2 : Exemple d'un filtre à bande**

***a) Stockage des boues déshydratées***

Les boues déshydratées sont reprises par des pompes gapeuses à vis excentrée (1 par filtre à bande). Ces pompes alimentent des canalisations équipées de joint tournant permettant chacune d'alimenter deux bennes de stockage de 7 m<sup>3</sup>.

Un système de vannage permet d'alimenter une aire de stockage extérieure de 75 m<sup>2</sup> garantissant le stockage de 5 jours de production de boues à 18% de siccité sur une hauteur de 2 m.

## **IV.6. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration de l'agglomération de Sidi-Aich pour les deux horizons (2030 et 2045).

Le procédé biologique choisi pour traiter les eaux résiduaires de cette zone est de type "Boues activées à faible charge".

Ce procédé présente de nombreux avantages à savoir :

- ✓ l'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire
- ✓ des rendements d'éliminations dépassants les 80 %
- ✓ la possibilité de la nitrification dans le bassin d'aération
- ✓ les boues produites sont stables, et ne nécessitent pas un traitement plus poussé et coûteux.

# **Chapitre V**

## *Dimensionnement des stations de relevage*

## Chapitre V : Dimensionnement des stations de relevage

### V.1. Introduction

La station de relevage est un ouvrage hydraulique composé d'un bassin d'aspiration en béton armé destiné à la collecte des eaux usées, et une ou plusieurs pompes qui doivent relever les eaux usées collectées dans le bassin, vers un ouvrage situé à un niveau plus élevé par un refoulement qui est destinée à forcer le transport des effluents d'un point à un autre [20].

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner le collecteur et les stations de relevage acheminant les effluents de la ville de Sidi-Aich et les communes limitrophes vers la future station d'épuration. Ce transfert est constitué de tronçons gravitaires et tronçons par refoulement.

- La station de relevage 1 (SR1) sera implantée à côté de la station Naftal, et elle recevra les effluents de la ville de Sidi-Aich et Leflay.
- La station de relevage 2 (SR2) recevra les effluents de la commune de Tinebdhar et le débit de (SR1).
- Les effluents de Sidi-Ayad et de Remila (1640 Logements) seront branchés directement dans le regard avant station (gravitairement).

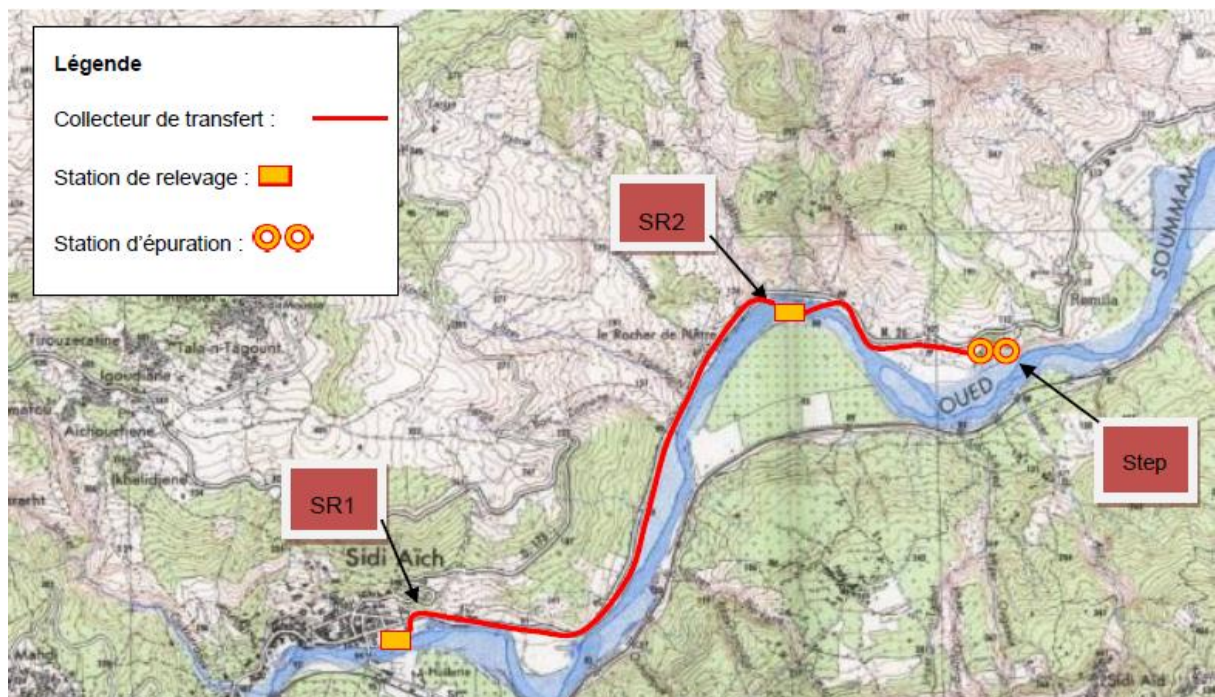


Figure V.1 : Plan de situation des stations de relevage et de la STEP

## V.2. Données de base des stations de relevage

Les données de nécessaires au dimensionnement de ces stations sont les suivantes [ONA de Béjaia] :

**Tableau V.1 : Les données des stations de relevage**

	Station de relevage 1 (SR1)	Station de relevage 2 (SR2)
Débit de pointe en temps sec $Q_{pts}$ (L/s)	115	143.42
Longueur du collecteur L (m)	485	1944
Côte du radier de la bêche à eau	84.93	77.09
Côte du niveau bas d'aspiration de la bêche à eau	85.68	77.84
Côte du niveau haut d'aspiration de la bêche à eau	87.63	79.94
Côte de l'extrémité aval de refoulement (m)	96.8 m (+ 2 m sécurité)	101 m (+ 1 m sécurité)
Plancher de la station	92.5	87.8

### V.2.1. Dimensionnement de la station de relevage (SR1)

Le débit de pointe de l'effluent ainsi que l'amplitude de ses variations, déterminent la capacité nominale de la station de relevage et le nombre de groupes de pompage à installer.

La station *SR1* est destinée à élever les eaux usées du niveau de 85.68 m à 96.8 m (+ 2 m sécurité) sur une distance de 485 m.

La station est constituée par une bêche de stockage des effluents. De plus, un ensemble hydroélectrique constitué des pompes.

#### V.2.1.1. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement

La conception de la conduite de refoulement dépend principalement de la vitesse d'écoulement.

La vitesse de refoulement doit être : inférieure à 2 m/s. Au-delà, les pertes de charge deviennent très importantes. Si la vitesse de refoulement est inférieure à 0.6 m/s, il y a risque de sédimentation et d'encrassement de la canalisation, ce qui crée des réductions de la section, perturbant l'écoulement et augmentant les pertes de charge [21].

Le diamètre de la conduite de refoulement est calculé de façon à avoir une vitesse de circulation proche de 1 m/s lors du pompage [20].

$$Q = v * S \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

**Q** : Débit circulé dans la conduite en (m<sup>3</sup>/s)

**v** : Vitesse en (m/s)

**S** : Surface en (m<sup>2</sup>)

**D** : Diamètre de conduite en (m).

$$\text{Soit : } v = 1 \text{ m/s} \Rightarrow Q = S = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 115 * 10^{-3}}{3,14}} = 0,383 \text{ m} = 383 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé : DN = 400 mm. Soit de type PEHD PN 10 bars de diamètre extérieur  $D_{\text{ext}} = 400 \text{ mm}$  et de diamètre intérieur  $D_{\text{int}} = 352,6 \text{ mm}$ .

$$\text{La vitesse sera : } v = \frac{4 Q}{\pi * D_{\text{int}}^2} \Rightarrow v = \frac{4 * 0,115}{3,14 * (0,3526)^2} = \mathbf{1,18 \text{ m/s}}$$

### V.2.1.2. Caractéristiques des pompes

#### a- Débit de pompage (Q)

Les pompes sont dimensionnées sur les débits de pointe. Le débit de pointe à l'amont du poste de refoulement est 115 L/s. On retiendra donc un débit de pompage de 115 L/s.

#### b- Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale (HMT) des pompes est la somme de la hauteur géométrique de refoulement et les pertes de charge linéaires ( $J_L$ ) et singulières ( $J_S$ ) [21].

$$\text{HMT} = H_g + J_L + J_S \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

**H<sub>g</sub>** : la hauteur géométrique (m)

**J<sub>L</sub>** : les pertes de charge linéaires (m)

**J<sub>S</sub>** : les pertes de charge singulières (m)

#### • Hauteur géométrique (H<sub>g</sub>)

La hauteur géométrique correspond à la dénivellation entre l'extrémité aval de la conduite de refoulement (point haut du refoulement) et le niveau bas d'aspiration dans la bache. Les côtes altimétriques caractéristiques du refoulement peuvent alors être estimées :

- Niveau bas d'aspiration : 85,68 m NGA,
- Extrémité aval de la conduite de refoulement : 96,80 m NGA (+ 2 m de marge de sécurité).

$$\Rightarrow H_g = 96,80 - 85,68 = 11,12 \text{ m.}$$

#### • Les pertes de charge

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

- **Les pertes de charge linéaires** sont calculées par la formule de Hazen-Williams [3] :

$$J_L = 10,674 * \left(\frac{Q}{C_{HW}}\right)^{1,8518} * \frac{L}{D^{4,87}} \dots\dots\dots (V.3)$$

**Q** : Débit de pointe en (m<sup>3</sup>/s)

$C_{HW}$ : Constante liée au type de conduite. Pour une conduite en plastique,  $C_{HW} = 130$  à 150. Soit

$$C_{HW} = 130$$

**D**: diamètre de la conduite en (m)

**L**: longueur de la conduite en (m).

$$J_L = 10,674 * \left(\frac{115 * 10^{-3}}{130}\right)^{1,8518} * \frac{485}{(0,3526)^{4,87}} = 1,84 \text{ m}$$

- *Les pertes de charge singulière* [20]

$$J_S = 10 \text{ à } 20 \% \text{ de } J_L$$

On peut déterminer la valeur des pertes de charge singulières en l'estimant à 15% de la perte de charge linéaire.

$$J_S = 15\% J_L \Rightarrow J_S = (1,84 * 15) / 100 = 0,28 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \text{HMT} = 13,12 + 1,84 + 0,28 = \mathbf{15,24 \text{ m.}}$$

### c- Puissance absorbée ( $P_a$ )

La puissance de la pompe se calcule à partir de la relation suivante [21] :

$$P_a = \frac{\rho * g * Q * \text{HMT}}{\eta_G} \dots\dots\dots (V.4)$$

En eaux usées, les rendements hydrauliques varient généralement entre 0,6 et 0,7. Nous retiendrons un rendement de 0,65. Le rendement électrique ( $R_e$ ) est d'environ 0,85.

Avec :

$\rho$  : Masse volumique de l'eau 1000 kg/m<sup>3</sup>

$g$  : Accélération de pesanteur 9.81 m/s<sup>2</sup>

**HMT** : Hauteur manométrique total (m)

**Q** : Débit de pointe (m<sup>3</sup>/s)

$\eta_G$ : Rendement global ( $\eta_G = R_h * R_e$ )

$$\Rightarrow P_a = (1000 * 9,81 * 0,115 * 15,24) / (0,65 * 0,85) = 31118,56 \text{ Watt} = \mathbf{31,18 \text{ kW}}$$

#### V.2.1.3. Les caractéristiques des pompes choisies

Les critères principaux pour faire le choix des pompes sont la hauteur manométrique et le débit de pompage. Dans notre cas, on a la HMT = 15,24 m et  $Q_p = 115 \text{ L/s}$ .

Un dimensionnement de la station pour le débit de pointe de temps sec permet également de capter le premier flot d'orage, et les petites pluies. Ceci dit, nous admettons une majoration pour le débit de pointe de temps sec.

Pour un bon fonctionnement, on adopte des pompes immergées. On choisit deux pompes fonctionnant alternativement (avec une pompe de secours), chacun étant capable d'évacuer le débit de pointe de temps sec prévu.

#### V.2.1.4. Dimensionnement de la bêche d'aspiration

##### a- Calcul du volume utile ( $V_u$ )

Le volume utile dans la bêche est compris entre le niveau haut (niveau de démarrage de la pompe) et le niveau bas (niveau d'arrêt de la pompe) [21].

La formule du volume utile est donnée :

$$V_u = \frac{Q * (1/n)}{4 * (N-1)} \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

$V_u$  : volume utile ou volume de marnage de la bêche d'aspiration ( $m^3$ )

$Q$  : débit de pointe de deux pompes ( $m^3/h$ )

$N$  : nombre de pompes identiques ( $N = 2$ )

$n$  : nombre maximal de démarrage par heure. Il est fonction de la puissance des groupes électropompes ( $P$ ), afin de tenir compte de la fatigue de ceux-ci. On peut préconiser (avec  $P$ , puissance nominale du moteur) [20] :

$P < 4 \text{ kW}$  : 10 démarrage par heure

$P > 4 \text{ kW}$  : 6 démarrage par heure

$$\Rightarrow V_u = \frac{(0,115 * 2 * 3600) * (1/6)}{4 * (2-1)} = 34,5 \text{ m}^3$$

##### b- La hauteur utile ( $H_u$ )

$$H_u = \text{niveau haut d'aspiration} - \text{niveau bas d'aspiration} \Rightarrow H_u = 87.63 - 85.68 = 1,95 \text{ m}$$

##### c- La surface utile ( $S_u$ )

$$S_u = V_u / H_u \Rightarrow S_u = 34,5 / 1,95 = 17,69 \text{ m}^2$$

D'où  $S_u = 17,69 \text{ m}^2$ . Pour une bêche carré de côtes  $l = 4,2 \text{ m}$

##### d- La profondeur totale ( $H$ )

$H$  : côte de plancher de la station - Côte du radier de la bêche à eau

$$\Rightarrow H = 92.5 - 84.93 = 7,57 \text{ m}$$

##### e- Le volume total de la bêche ( $V$ )

$$V = S_u * H \Rightarrow V = 17,69 * 7,57 = 133,91 \text{ m}^3 = 134 \text{ m}^3$$

#### V.2.1.5. Conclusion

Les principales caractéristiques du dimensionnement de la station de relevage (SR1) sont récapitulées dans le tableau suivant.

Tableau V.2 : Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR1)

Eléments de station	Caractéristiques	Unité	Valeur
Refolement Eaux usées	Nombre de conduites	-	1
	Matériau	-	PEHD
	DN	mm	400
	D <sub>int</sub>	mm	352,6
	Débit d'écoulement	L/s	115
	Vitesse d'écoulement	m/s	1,18
	Longueur	m	485
Groupes de pompage Eaux usées	Nombre de pompe	-	2
	Débit de la pompe	L/s	115
	HMT d'une pompe	m	15,24
Bâche d'aspiration Eaux usées	Volume utile	m <sup>3</sup>	34,5
	Surface utile	m <sup>2</sup>	17,69
	Hauteur utile	m	1,95
	Profondeur totale	m	7,57
	Volume total	m <sup>3</sup>	134

### V.2.2. Dimensionnement de la station de relevage (SR2)

La station de relevage (SR2) est destinée à élever les eaux usées du niveau de 77.84 m à 101 m (+ 1 m sécurités) sur une distance de 1944 m. La station est constituée par une bâche de stockage des effluents. De plus, un ensemble hydroélectrique constitué des pompes.

#### Remarque

Le même calcul que nous avons fait dans la première station de relevage, la différence est dans les données de base de chaque station.

#### IV.2.2.1. Calcul du diamètre de la conduite de refolement

D'après l'équation (IV.1) :  $Q = v * S$

Le débit de pompage  $Q = 143,42$  L/s.

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

$$Q = S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 143,42 * 10^{-3}}{3,14}} = 0,427 \text{ m} = 427 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé : DN = 500 mm. Soit de type PEHD PN 10 bars de diamètre extérieur  $D_{\text{ext}} = 500$  mm et de diamètre intérieur  $D_{\text{int}} = 440,6$  (mm).

$$\text{La vitesse sera : } v = \frac{4 Q}{\pi * D_{\text{int}}^2} \Rightarrow v = \frac{4 * 0,14342}{3,14 * (0,4406)^2} = 0,94 \text{ m/s}$$

### V.2.2.2. Caractéristiques des pompes

#### a- Débit de pompage (Q)

Le débit de pointe à l'amont du poste de refoulement est le débit de pompage = 143,42 L/s.

#### b- Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

D'après l'équation (IV.2) :  $HMT = H_g + J_L + J_S$

- **Hauteur géométrique ( $H_g$ )**

- Niveau bas d'aspiration : 77,84 m NGA,
- Extrémité aval de la conduite de refoulement : 101 m (+ 1 m sécurités).

Alors :  $H_g = 101 - 77,84 = 23,16$  m.

- **Les pertes de charge**

- *Les pertes de charge linéaires*

$$J_L = 10,674 * \left( \frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1,8518} * \frac{L}{D^{4,87}}$$

$$Q = 143,42 \text{ L/s.}$$

$C_{HW}$ : Constante liée au type de conduite. Pour une conduite en plastique,  $C_{HW} = 130$  à 150, on prend  $C_{HW} = 130$

$$D = 440,6 \text{ mm}$$

$$L = 1944 \text{ m.}$$

$$J_L = 10,674 * \left( \frac{143,42 * 10^{-3}}{130} \right)^{1,8518} * \frac{485}{(0,4406)^{4,87}} = 3,75 \text{ m}$$

- *Les pertes de charge singulières*

$J_S = 10$  à  $20$  % de  $J_L$  on prend :  $J_S = 15\% J_L$

Alors :  $J_S = 15\% J_L \Rightarrow J_S = (3,75 * 15) / 100 = 0,56$  m.

$$\Rightarrow \mathbf{HMT = 23,16 + 3,75 + 0,56 = 27,47 \text{ m.}}$$

#### c- Puissance absorbée ( $P_a$ )

D'après l'équation (IV.4) :  $P_a = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta_G}$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

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

$$HMT = 27,47 \text{ m}$$

$$Q = 143,42 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\eta_G = R_h * R_e = 0,65 * 0,85 = 0,55$$

$$\Rightarrow P_a = (1000 * 9,81 * 0,14342 * 27,47) / (0,55) = 70270,77 \text{ Watt} = 70,27 \text{ kW}$$

### V.2.2.3. Les caractéristiques des pompes choisies

Les caractéristiques des pompes choisies sont  $HMT = 27,47$  m et  $Q_p = 143,42$  L/s.

Pour un bon fonctionnement, on adopte des pompes immergées. On choisit deux pompes fonctionnant alternativement (avec une pompe de secours), chacun étant capable d'évacuer le débit de pointe de temps sec prévu.

### V.2.2.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration

#### a- Le volume utile ( $V_u$ )

D'après l'équation (IV.5) :  $V_u = \frac{Q * (1/n)}{4 * (N-1)}$

$Q = 1032,62$  m<sup>3</sup>/h ;  $N = 2$  ;  $n = 6$

$$\Rightarrow V_u = \frac{1032,62 * (1/6)}{4 * (2-1)} = 43,03 \text{ m}^3 = 43 \text{ m}^3$$

#### b- La hauteur utile ( $H_u$ )

$$H_u = 79,94 - 77,83 = 2,11 \text{ m}$$

#### c- La surface utile ( $S_u$ )

$$S_u = 43/2,11 = 20,38 \text{ m}^2$$

$\Rightarrow S_u = 20,38 \text{ m}^2$ , soit pour une bache carré de côtes  $l = 4,5$  m

#### d- La profondeur totale ( $H$ )

$$H = 87,8 - 77,09 = 10,71 \text{ m}$$

#### e- Le volume total de la bache ( $V$ )

$$V = S_u * H \Rightarrow V = 20,38 * 10,71 = 133,91 \text{ m}^3 = 218,27 \text{ m}^3$$

**Tableau V.3 : Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR2)**

Eléments de station	Caractéristiques	Unité	Valeur
Refoulement Eaux usées	Nombre de conduites	-	1
	Matériau	-	PEHD
	DN	mm	500
	$D_{int}$	mm	440,6
	Débit d'écoulement	L/s	143,42
	La vitesse d'écoulement	m/s	0,94
	La longueur	m	1944
Groupes de pompage Eaux usées	Nombre de pompe	-	2
	Débit de la pompe	l/s	143,42
	HMT d'une pompe	m	27,47
Bache d'aspiration Eaux usées	Volume utile	m <sup>3</sup>	43
	Surface utile	m <sup>2</sup>	20,38
	Hauteur utile	m	2,11
	Profondeur total	m	10,71
	Volume total	m <sup>3</sup>	218,27

**V.3. Conclusions**

La station de relevage (SR1) et sa conduite de refoulement ont été dimensionnées par rapport aux rejets domestiques de pointe  $Q = 115 \text{ L/s}$ .

Pour les groupes électropompes, il a été calculé les caractéristiques suivantes :  $Q = 115 \text{ L/s}$  –  $HMT = 15.24 \text{ m}$ .

La station de relevage (SR2) et sa conduite de refoulement ont été dimensionnées par rapport aux rejets domestiques de pointe  $Q = 143,42 \text{ L/s}$ .

Pour les groupes électropompes, il a été calculé les caractéristiques suivantes :  $Q = 143,42 \text{ L/s}$  –  $HMT = 27,47 \text{ m}$ .

# **Chapitre VI**

## ***Calcul hydraulique***

## Chapitre VI : Calcul hydraulique

### VI.1. Introduction

Le calcul hydraulique a pour but de déterminer les caractéristiques dimensionnelles des collecteurs reliant les ouvrages de la station d'épuration. D'où on peut faire le profil hydraulique de la station qui revient à déterminer les niveaux d'eau dans les différents ouvrages et trouver ainsi la ligne piézométrique le long de la station.

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée ligne piézométrique.

### VI.2. Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages

Les côtes sont représentées dans le tableau suivant.

**Tableau VI.1 : Côtes du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages**

Ouvrage	Côte terrain naturel (TN)
Prétraitement	100
Bassin d'aération	90
Clarificateur	90
Bassin désinfection	90
Comptage eau traitée (Sortie)	90

### VI.3. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

L'expression des pertes de charge est exprimée par la formule de **DARCY WEISBACH** [22].

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D_m} = C_{PA} - C_{PB} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

**K** : Coefficient de perte de charge

**Q** : Le débit transitant le tronçon,  $Q = Q_{pts}/2$  pour chaque filière d'épuration, ( $Q = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$ )

**L** : Longueur de la conduite (m)

**D** : Diamètre de la conduite (m)

**$\beta$**  : Coefficient dépendant du régime d'écoulement

**m** : Coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

**$C_{PA}$**  : Côte du plan d'eau au point A (m)

**$C_{PB}$**  : Côte du plan d'eau au point B (m).

**VI.3.1. Le diamètre**

Le diamètre est donné par la formule suivante [22]:

$$D = \frac{m}{\sqrt{C_{PA} - C_{PB}}} \sqrt{K * L * Q^\beta} \dots\dots\dots (VI.2)$$

**Tableau VI.2 : Valeurs de K, m et  $\beta$**

Matériau	K	m	$\beta$
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

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

Avec :

$$K = 0,001052$$

$$m = 4,774$$

$$\beta = 1,77$$

Les longueurs sont représentées dans le tableau suivant.

**Tableau VI.3 : Longueur de chaque tronçon**

Tronçon -1- : Répartiteur (sortie de dessableur) – Bassin d'aération	12
Tronçon -2- : Bassin d'aération – Clarificateur	87
Tronçon -3- : Clarificateur – Bassin désinfection	61
Tronçon -4- : Bassin désinfection - Comptage eau traitée	30

**VI.3.2. Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages**

On calcule les côtes piézométriques d'après la formule de Bernoulli qui est donnée par:

$$P_1/\rho g + v_1^2/2g + Z_1 = P_2/\rho g + v_2^2/2g + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec :

$P_1/\rho g$  et  $P_2/\rho g$  : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$v_1/2g$  et  $v_2/2g$  : énergies cinétiques en (1) et (2).

$Z_2$  et  $Z_1$  : Côtes des points (1) et (2).

$\Delta H_{1-2}$  : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de la vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées, d'où l'équation (V.3) sera :

$$P_1/\rho g + Z_1 = P_2/\rho g + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots\dots\dots(VI.4)$$

On pose :  $P_1/\rho g = H_1$  et  $P_2/\rho g = H_2$

Donc :  $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$  : côte piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$  : côte piézométrique au point (2).

$$C_{p1} = C_{p2} + \Delta H_{1-2}$$

### VI.3.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les côtes piézométriques

#### A. La conduite de Dessableur – Bassin d'aération (1-2)

On a :

- ✓ La côte de radier de dessableur ( $C_r = 98$  m)
- ✓ La hauteur d'eau dans le dessableur ( $H = 2$  m)
- ✓ D'où:  $C_{p1} = 100$  m
- ✓ La côte de radier du bassin d'aération ( $C_r = 89,9$  m)
- ✓ La hauteur d'eau dans le bassin d'aération ( $H = 4$  m)
- ✓ D'où:  $C_{p2} = 93,9$  m
- ✓  $L = 12$  m

#### ❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{C_{p1} - C_{p2}}} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 12 * 0,13^{1,77}}{100 - 93,9}}$$

$$D = 129 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad DN = 160 \text{ mm}$$

#### ❖ Côte piézométrique

$$C_{p2}' = C_{p1}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad \Rightarrow \quad C_{p2}' = 97,85 \text{ m}$$

#### B. La conduite de Bassin d'aération – Clarificateur (2-3)

- ✓  $C_{p2}' = 97,85$  m
- ✓ La côte de radier de Clarificateur ( $C_r = 89,85$  m)
- ✓ La hauteur d'eau dans le Clarificateur ( $H = 3$  m)
- ✓ D'où:  $C_{p3} : 92,85$  m
- ✓  $L = 87$  m

## ❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{C_{P2} - C_{P3}}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 87 * 0,13^{1,77}}{97,85 - 92,85}}$$

$$D = 203 \text{ mm}$$

$$DN = 250 \text{ mm}$$

## ❖ Côte piézométrique

$$C_{P3}' = C_{P2}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{P3}' = 95,99 \text{ m}$$

**C. La conduite de Clarificateur – Bassin de désinfection (3-4)**

- ✓  $C_{P3}' = 95,99 \text{ m}$
- ✓ La côte de radier du Bassin de désinfection ( $C_r = 89,85 \text{ m}$ )
- ✓ La hauteur d'eau dans le Bassin de désinfection ( $H = 3 \text{ m}$ )
- ✓ D'où:  $C_{P4} : 92,85 \text{ m}$
- ✓  $L = 61 \text{ m}$

## ❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{C_{P3} - C_{P4}}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 61 * 0,13^{1,77}}{95,99 - 92,85}}$$

$$D = 208 \text{ mm}$$

$$DN = 250 \text{ mm}$$

## ❖ Côte piézométrique

$$C_{P4}' = C_{P3}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{P4}' = 94,69 \text{ m}$$

**D. La conduite de Bassin de désinfection – Ouvrage de Comptage eau traitée (4-5)**

- ✓  $C_{P4}' = 94,69 \text{ m}$
- ✓ La côte de radier de l'ouvrage de comptage eau traitée ( $C_r = 89,5 \text{ m}$ )
- ✓ La hauteur d'eau dans le clarificateur ( $H = 0,35 \text{ m}$ )
- ✓ D'où:  $C_{P5} : 89,85 \text{ m}$
- ✓  $L = 30 \text{ m}$

## ❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{C_{P4} - C_{P5}}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 30 * 0,13^{1,77}}{94,69 - 89,85}}$$

$$D = 164 \text{ mm}$$

$$DN = 200 \text{ mm}$$

## ❖ Côte piézométrique

$$C_{P5}' = C_{P4}' - \frac{K \cdot L \cdot Q^{\beta}}{D^m} \Rightarrow C_{P5}' = 92,84 \text{ m}$$

Tableau VI.4 : Récapitulatif des différentes côtes des ouvrages de la STEP

Désignation	Côte terrain (m)	Côte radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Côte piézométrique (m)
Dessableur-déshuileur	100	98	2	102
Bassin d'aération	90	89,9	4	97,85
Clarificateur	90	89,85	3	95,99
Bassin de désinfection	90	89,85	3	94,69
Comptage eau traitée	90	89,5	0,35	92,84

## *Conclusion générale*

## **Conclusion générale**

Dans le traitement biologique des effluents, on fait généralement appel aux processus aérobies par lesquels les bactéries provoquent une oxydation directe des matières organiques des eaux usées à partir de l'oxygène dissous dans l'eau. De nombreux micro-organismes permettent la dégradation des matières organiques ainsi que leur stabilisation.

La plupart des systèmes de traitement biologique des rejets organiques utilisent des micro-organismes hétérotrophes qui emploient le carbone organique comme source d'énergie ainsi que pour la synthèse cellulaire.

Le procédé à boues activées consiste en un réacteur biologique aérobie où l'on provoque le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons appelés bioflocs.

Le réacteur est alimenté en eau polluée et le mélange eau usée-bioflocs est appelé liqueur mixte. La liqueur mixte est maintenue dans un régime turbulent par un système d'aération. De l'oxygène dissous est introduit dans la masse de la liqueur mixte, lequel est nécessaire pour la respiration et le développement des micro-organismes aérobies. Après un temps de contact suffisamment long, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur, appelé aussi décanteur secondaire.

Durant cette phase, une séparation solide/liquide s'effectue par gravité. Les boues sont ensuite recyclées dans le bassin d'oxydation de manière à maintenir une concentration adéquate en bactéries épuratrices. Les caractéristiques de sédimentation et d'épaississement des boues produites sont les premières conditions requises pour un rendement satisfaisant du procédé à boues activées. Celles-ci sont caractérisées par la charge massique qui donne une approximation du rapport entre la masse journalière de pollution à éliminer, et la masse de bactéries épuratrices présente dans le réacteur.

C'est une caractéristique importante du fait qu'elle :

- Agisse sur la décantabilité des boues,
- Intervienne dans le rendement d'épuration
- Intervienne dans la minéralisation des boues.

Dans notre cas, la station fonctionnera à une faible charge massique des boues. Ces procédés sont adaptés aux régions tempérées dans le cas des effluents urbains des petites et moyennes collectivités. Ils se caractérisent généralement par :

- l'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire,
- une stabilisation (minéralisation) des boues secondaires au sein même du bassin d'aération ou selon les cas dans des bassins séparés.
- une production de faibles quantités de boues plus ou moins fermentescibles nécessitant parfois une stabilisation séparée des boues ;
- un rendement d'épuration élevé.

Les boues en excès sortant des bassins de décantation sont évacuées vers le traitement des boues qui consiste en un épaissement et une déshydratation mécanique sur filtre à bande.

Afin de ne pas perturber le bon fonctionnement de la station d'épuration par des matières lourdes, volumineuses ou difficilement biodégradables, le traitement biologique est précédé de prétraitements adéquats.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et sa pérennité sont étroitement liés à l'entretien et à la bonne gestion de celle-ci.

Nous recommandons à ce que les eaux usées de la station soient valorisées et réutilisées à des fins agricoles, sous réserve que leurs caractéristiques soient compatibles avec les exigences de protection de la santé publique et de l'environnement.

## *Références bibliographiques*

## Références bibliographiques

- [1] H. Djaroun et I. Gounane, «Dimensionnement de la station d'épuration de la ville de Sidi-Aich, wilaya de Bejaia», Mémoire de fin d'études, Master Hydraulique, Université de Bejaia, 2015.
- [2] Données de la Subdivision d'Hydraulique de la commune de Sidi-Aich.
- [3] A. Belarbia et K. Belmiloud, «Dimensionnement de la station d'épuration de la ville de Tazmalt, wilaya de Bejaia», Mémoire de fin d'études, Master Hydraulique, Université de Bejaia, 2015.
- [5] C. Gomella, H. Guerrée, Le traitement des eaux publiques, industrielles et privées. Edition Eyrolles Paris, (1978).
- [6] D. Gaujous, La pollution des milieux aquatiques : aide-mémoire. Edition Technique et Documentation Lavoisier, 1995.
- [7] J. Bontoux, Introduction à l'étude des eaux douces : eaux naturelles, eaux usées, eaux de boisson. Qualité et santé. Edition Cebedoc, Liège, 1993.
- [8] M. Satin et B. Selmi, Guide Technique de l'Assainissement 3<sup>e</sup> Edition, Le Moniteur, 2006.
- [9] J. P. Bechac-P. Boutin-B. Mercier-P. Nuer, " Traitement des eaux usées", Eyrolles, 1984.
- [10] C. Cardot. A. Gilles, « Analyse des eaux », Ellipses, 2013.
- [11] A. Rahmani, «Epuraton des eaux usées de la région de N'goussa (Ouargla) par des végétaux performances épuratoires», Mémoire de Master Hydraulique, Université de Ouargla, 2015.
- [12] P. Perera et B. Baudot, Guide, « Procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités », Office des Publications Officielles des Communautés Européennes, Luxembourg, 2001.
- [13] G. Chevalier, « Conception d'une station de traitement des eaux usées dans une commune rurale », Université François- Rabelais, Tours, (2014/2015).
- [14] B. Merzouk, Cours Epuration des eaux usées, Université de M'sila, (2018/2019).
- [15] R. Salghi, Notes Théoriques, «Dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées», l'Ecole Nationale des Sciences Appliqués d'Agadir- Maroc.
- [16] M. Bouhoreira et K. Boukaka, «Dimensionnement d'une station d'épuration pour la ville de Adrar », Mémoire de fin d'études, Master Hydraulique, Université de Ouargla, 2016.

- [17] F. Edeline, L'épuration biologique des eaux : Théorie et technologie des réacteurs, 4<sup>e</sup> Edition, Liège, Cebedoc, (1998).
- [18] M. Davis, D. Cornwell Introduction to Environmental Engineering, 5<sup>th</sup> Edition McGraw-Hill, 1997.
- [19] W. Eckenfelder, Gestion des eaux usées urbaines et industrielles, Tec. Et Doc. Lavoisier, 1982.
- [20] M. Mekhici, « Dimensionnement d'une station de relevage et conduite de refoulement vers la station de Bouzedjar », Mémoire de fin d'études, Master Hydraulique, Université de Ain Temouchent, 2016.
- [21] S. Amirouche et S. Ait hamou, « Dimensionnement des collecteurs de la station d'épuration de la ville d'Akbou, wilaya de Bejaia », Mémoire de fin d'études, Master Hydraulique, Université de Bejaia, 2017.
- [22] E. Haouati, « Etude de Réhabilitation et d'extension de la station d'épuration de la ville de Djelfa », Mémoire de fin d'études, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique Abdallah Arbaoui, 2005.

**Les sites web :**

- [4] <https://ona-dz.org/article/comprendre-les-eaux-usees.html>

# *Annexes*

## Annexe 1

Diamètre des conduites PEHD proposée par le fabricant du *GROUP CHIALI*

**Tableau 1 : Diamètre normalisés des conduite de type PEHD**

PE 100				
Ø	PN 6 SDR 26	PN 10 SDR 17	PN 16 SDR 11	PN 20 SDR 9
90	3.5	5.4	8.2	10.1
110	4.2	6.6	10.0	12.3
125	4.8	7.4	11.4	14.0
160	6.2	9.5	14.6	17.9
200	7.7	11.9	18.2	22.4
250	9.6	14.8	22.7	27.9
315	12.1	18.7	28.6	35.2
400	15.3	23.7	36.3	44.7
500	19.1	29.7	45.4	55.8
630	24.1	37.4	57.2	---

*Épaisseur nominale en mm*

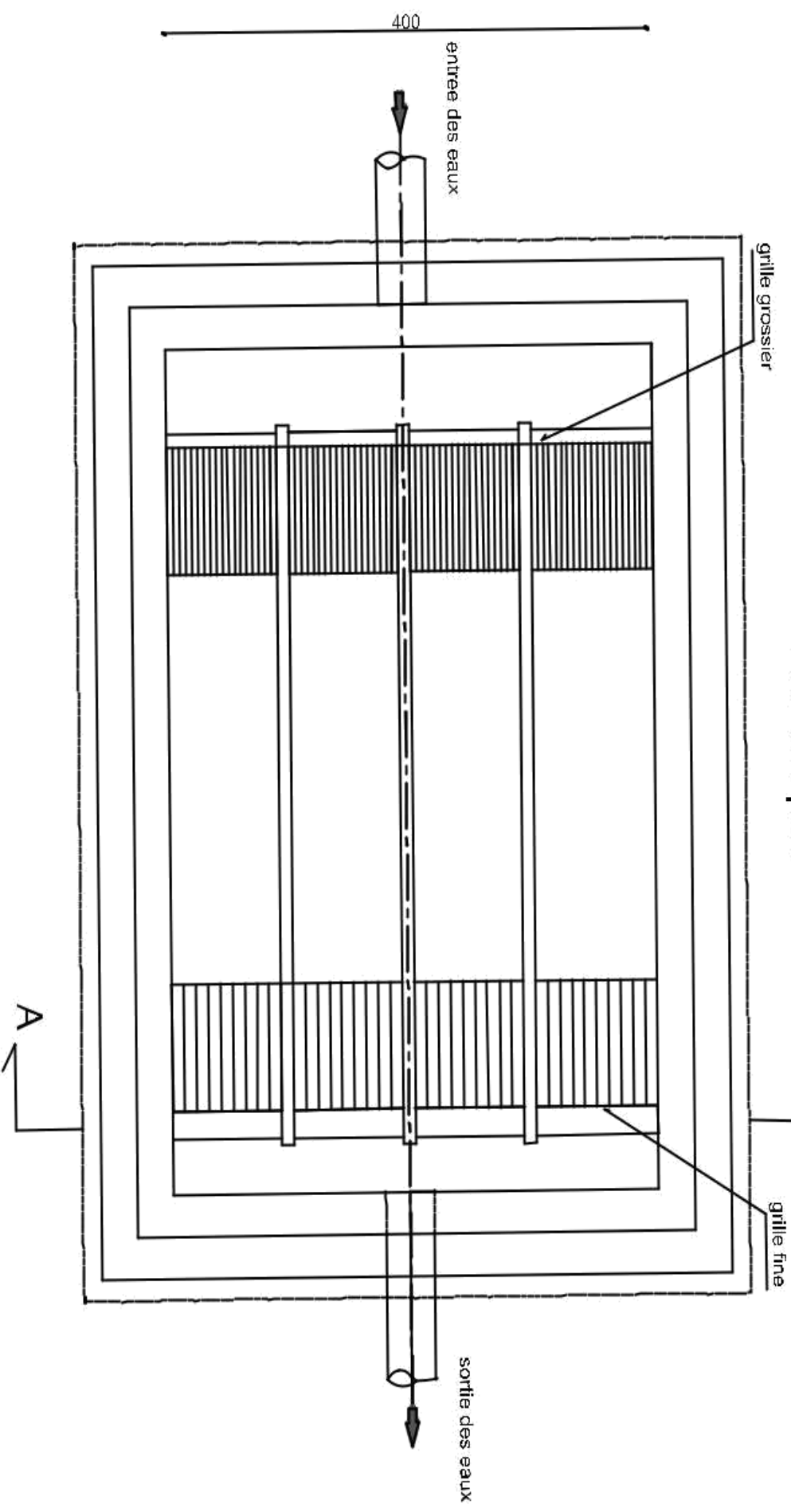
## Annexe 2

Le coefficient de **Hazen Williams** selon le type de matériau des conduites.

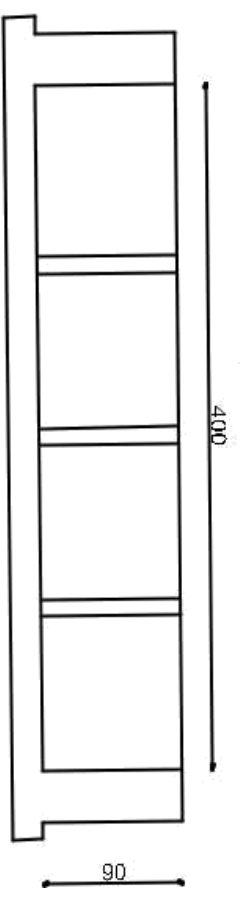
Matériau	Coefficient de Hazen-Williams Universel
Fonte	120-130
Béton	120-140
Plastic	130-150
Acier	140-150
Fer Galvanisé	120

# Dégrilleur

- vue en plan - A ←

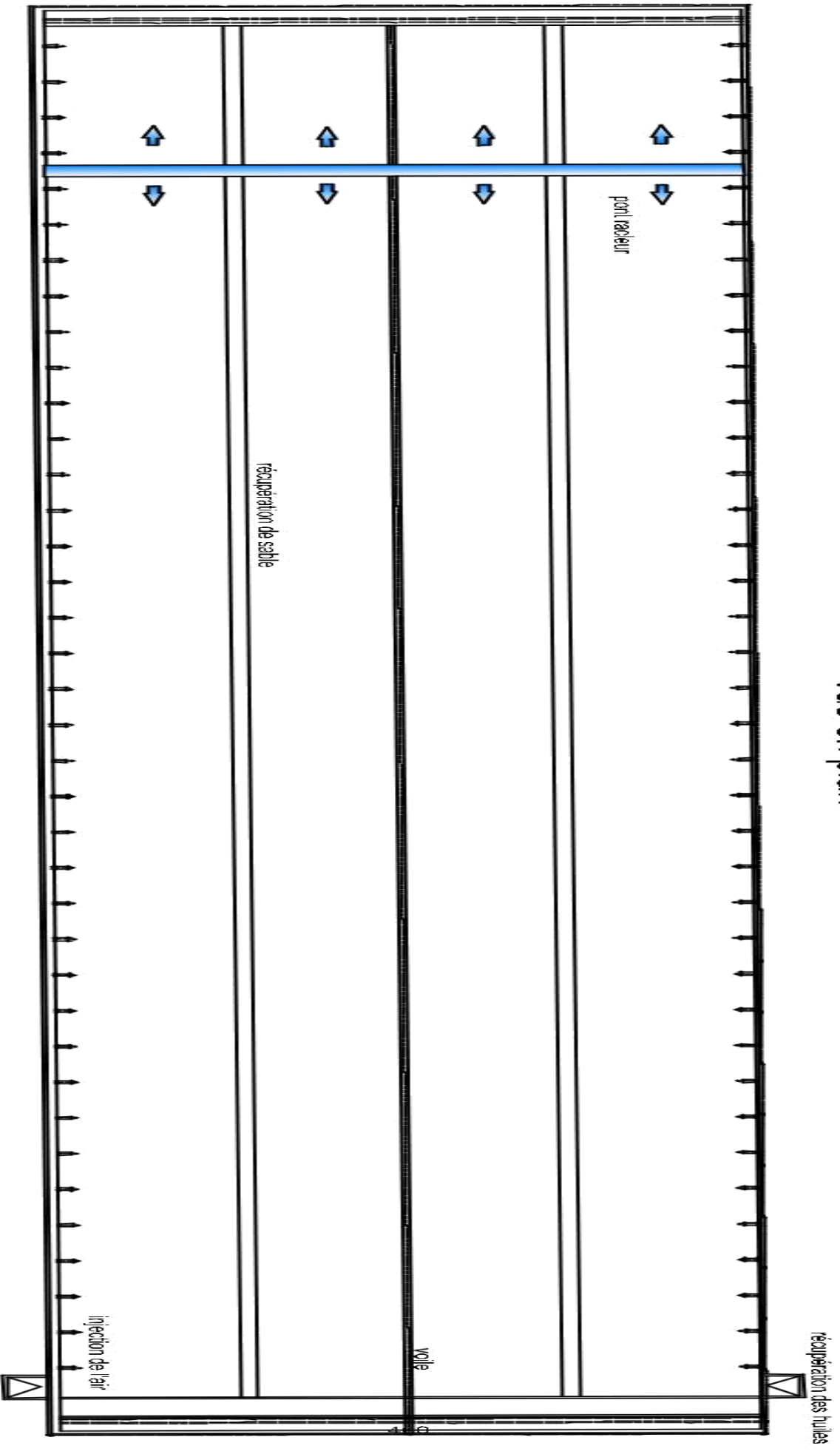


Coupe: A-A



# Dessableur

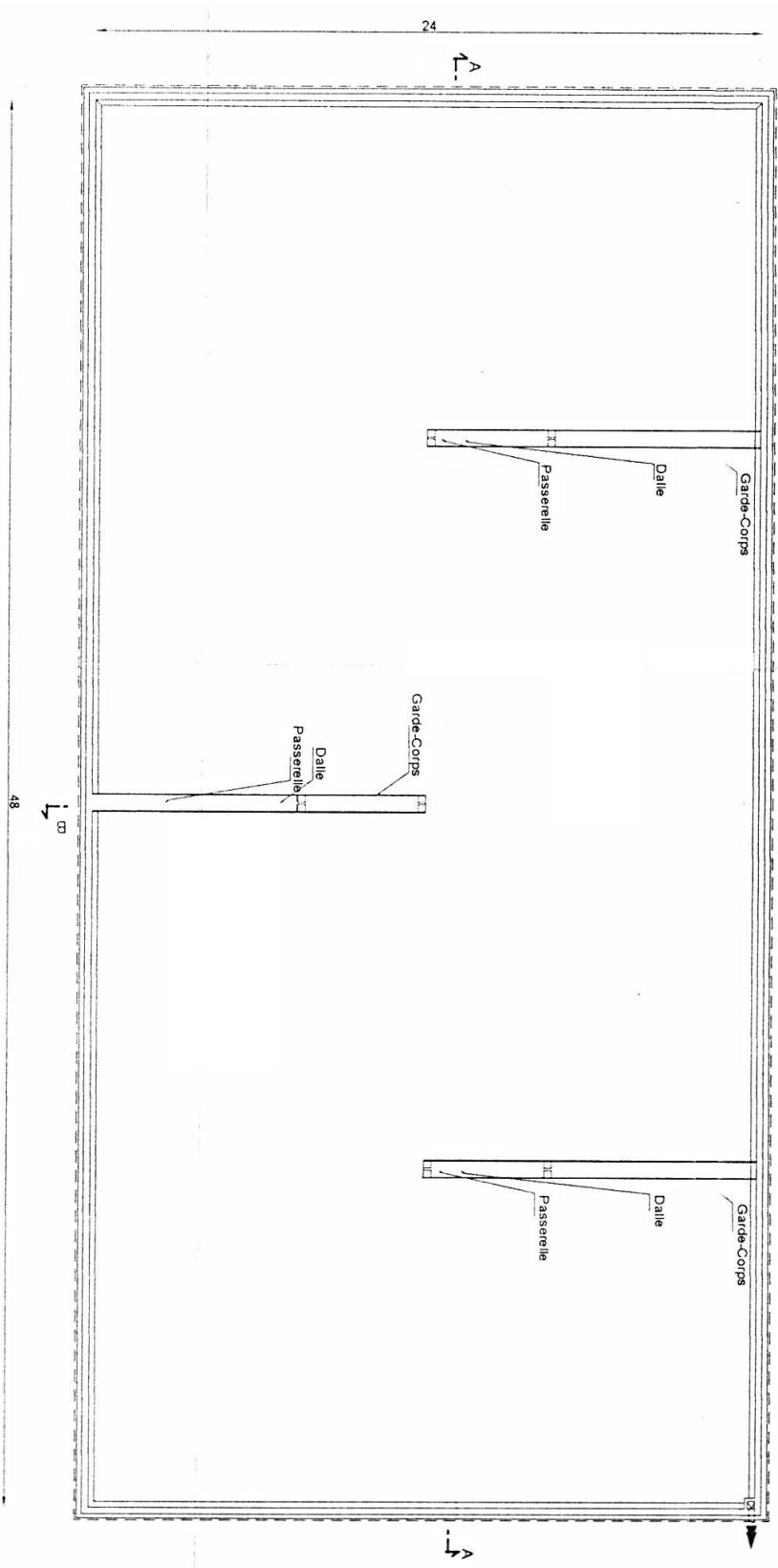
- Vue en plan -



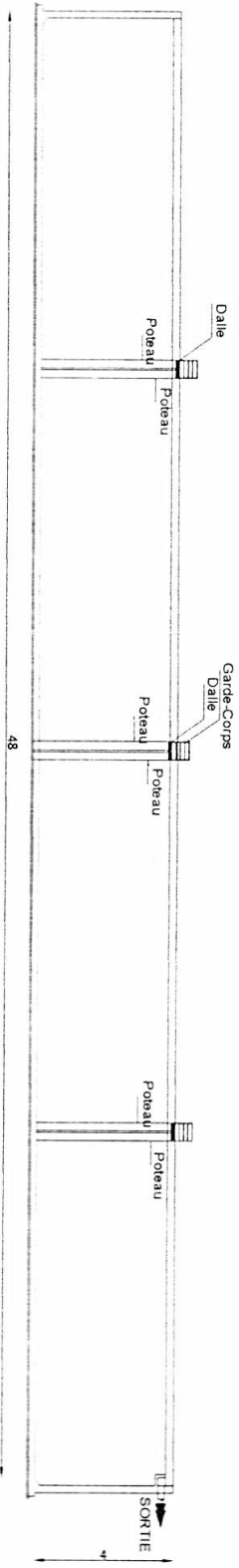
2000

# Bassin d'aération

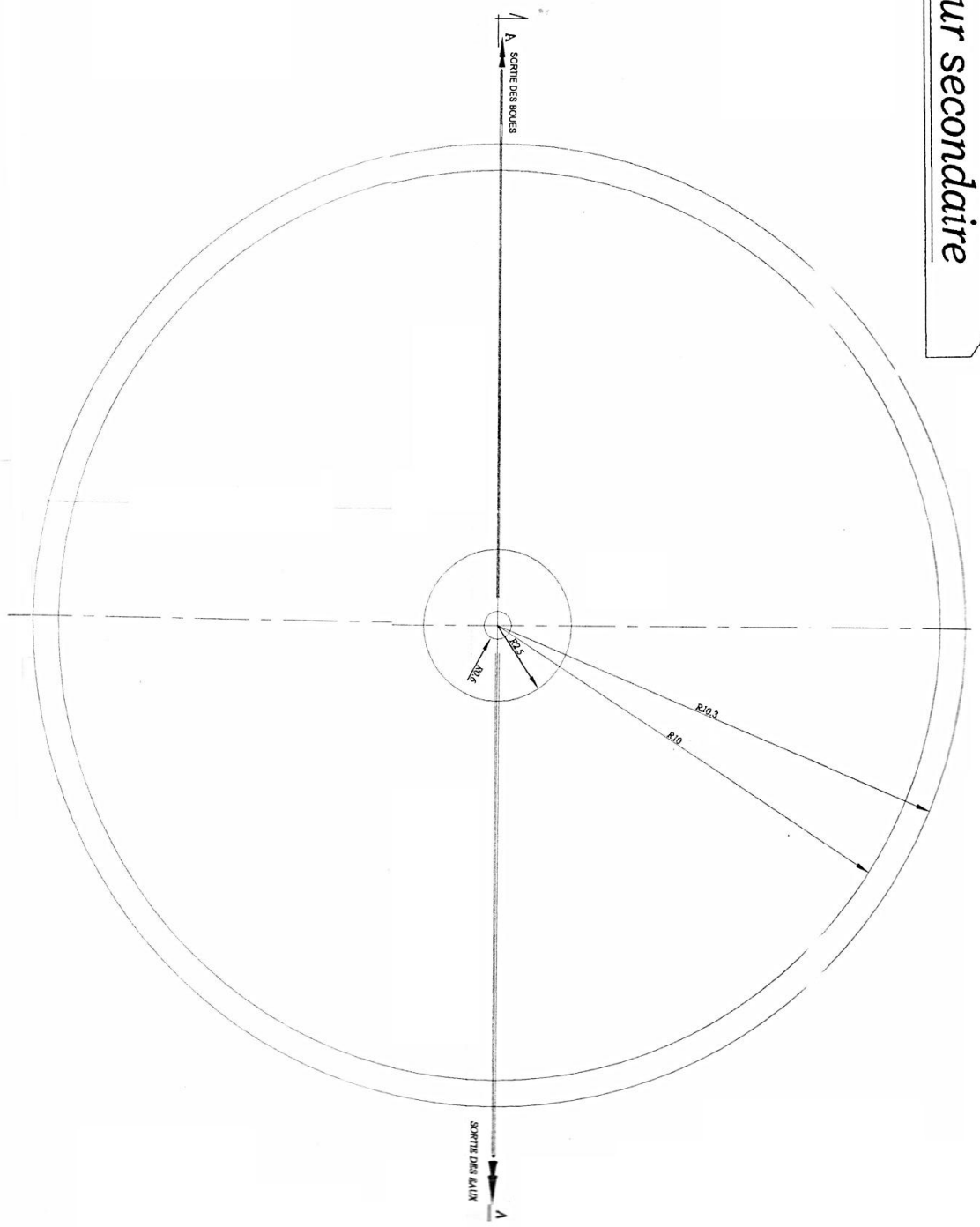
VUE EN PLAN



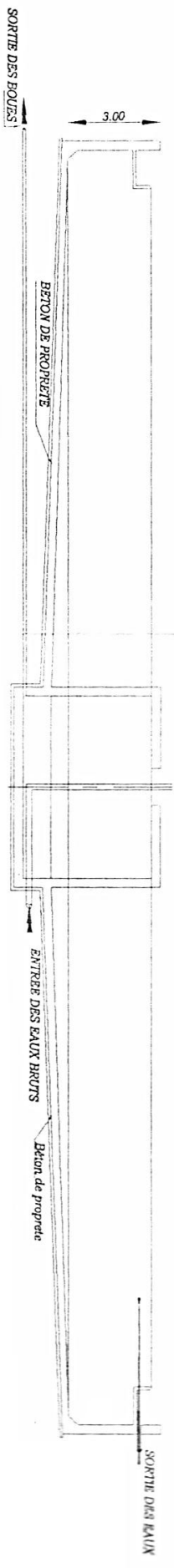
COUPE A-A



# Décanteur secondaire

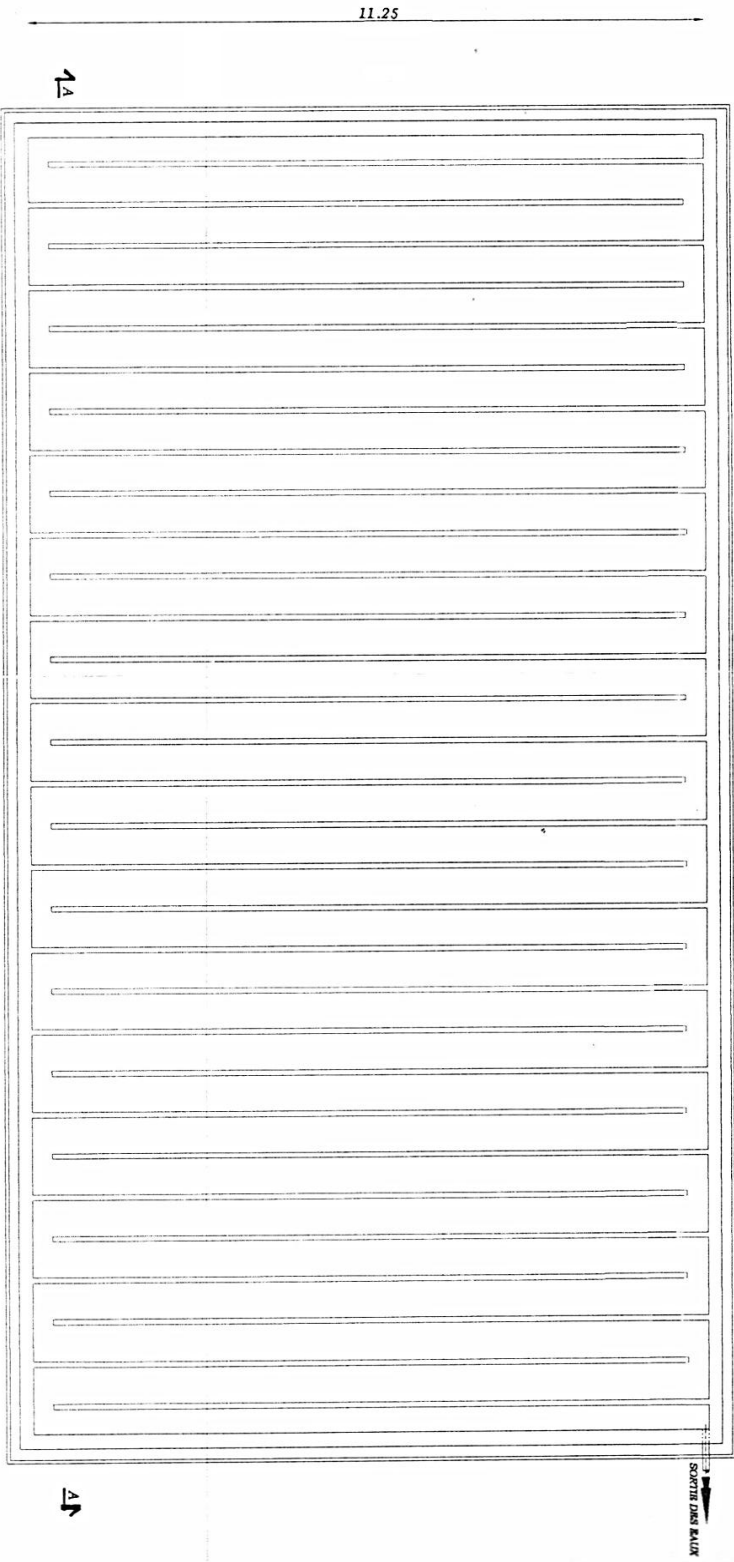


COUPE A-A

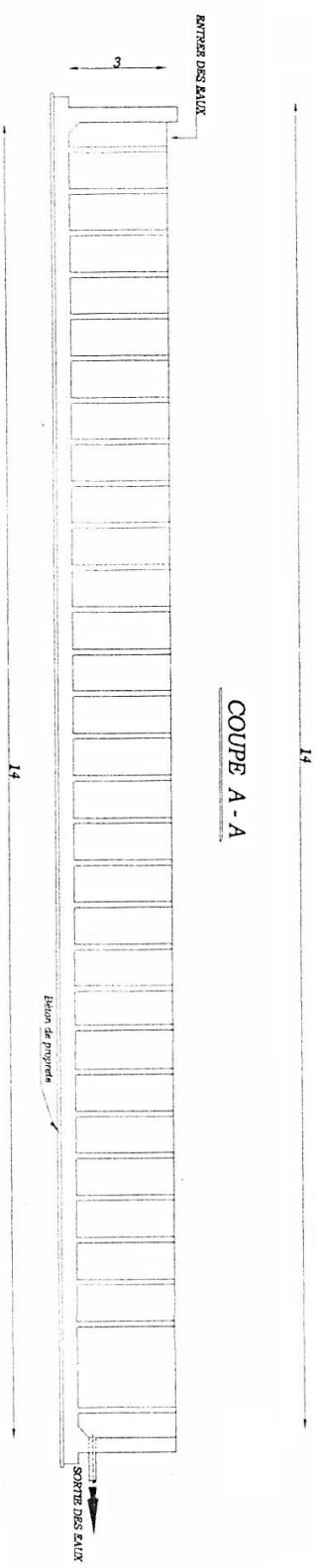


# Bassin désinfection

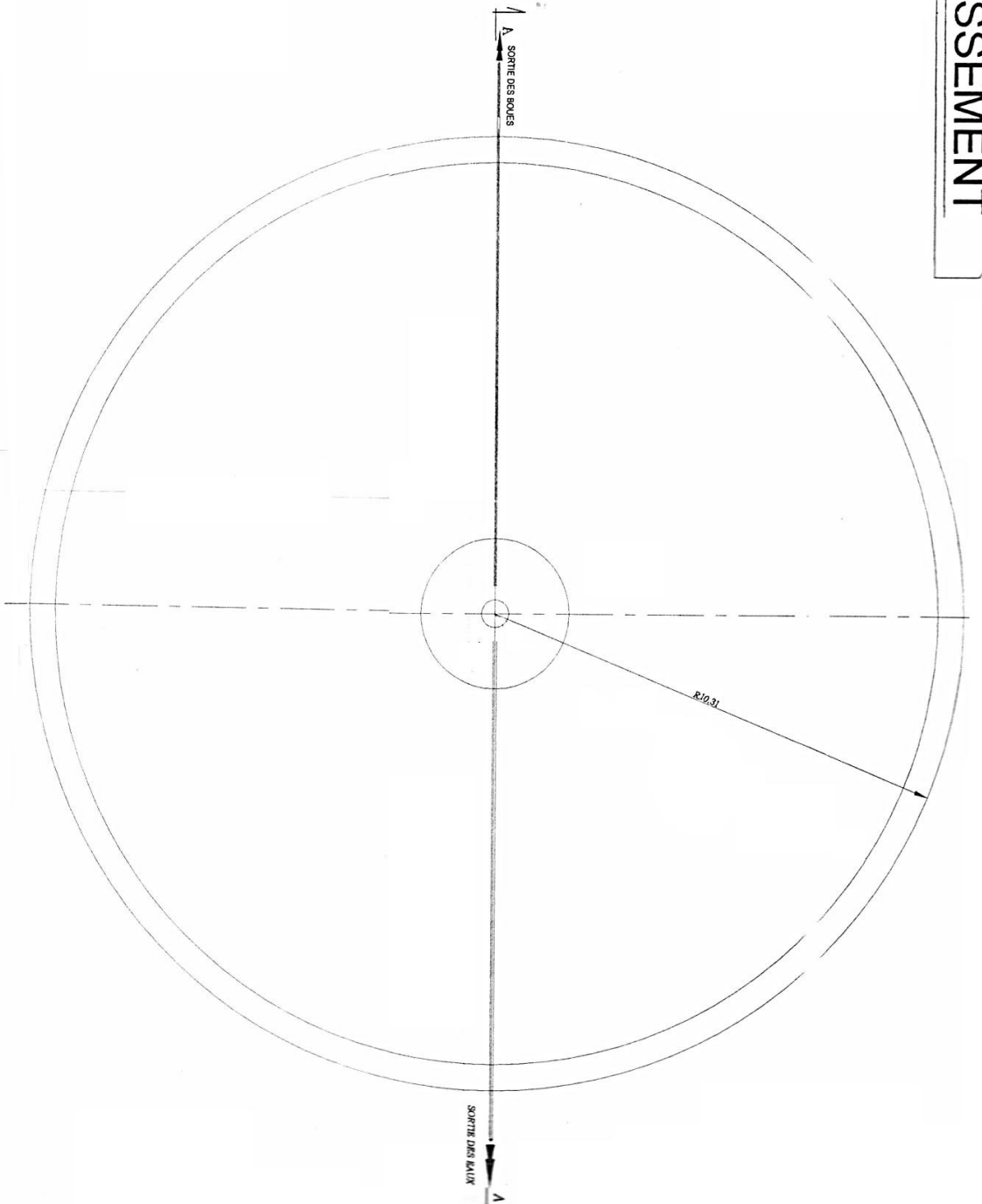
VUE EN PLAN



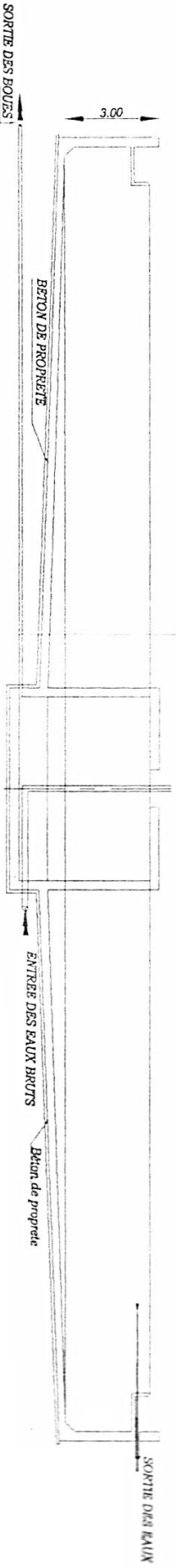
COUPE A - A



# EPAISSISSEMENT



COUPE A-A



## ملخص

في الجزائر، حجم المياه المستعملة التي يتم تصريفها في الوديان والبحار والمحيطات في تزايد وهذه الوضعية السلبية أفرزت انعكاسات خطيرة على صحة المواطنين و أدت إلى تفاقم ظاهرة التلوث البيئي. هذا هو حال بلدية سيدي عيش بولاية بجاية التي يتم تصريف مياهها القذرة مباشرة إلى وادي الصومام ، دون أي علاج مسبق.

الهدف من مشروعنا هذا هو انشاء محطة تطهير للمياه المستعملة على مستوى مدينة سيدي عيش من أجل المحافظة على الوسط الطبيعي و الصحة العمومية.

في هذه الأطروحة ، قمنا بدراسة و مقارنة مختلف طرق معالجة المياه المستعملة، اخترنا عملية الحمأة المنشطة، والتي تمثل حلاً فعالاً في هذه الحالة.

**الكلمات المفتاحية:** مياه الصرف ، محطة تصفية المياه المستعملة ، الحمأة المنشطة.

## Résumé

En Algérie, le volume d'eaux usées rejetées dans les oueds, les mers et les océans augmente, ce qui a eu de graves répercussions sur la santé des citoyens et a entraîné une augmentation du phénomène de pollution de l'environnement.

Telle est le cas de la commune de Sidi-Aich (W.Bejaia) dont les eaux usées sont évacuées directement dans l'Oued Soummam, sans aucun traitement préalable.

L'objectif de notre projet consiste à réaliser une station d'épuration des eaux usées au niveau de la ville de Sidi Aiche, afin de préserver l'environnement et la santé publique.

Dans ce mémoire, nous avons étudié et comparé différentes méthodes de traitement des eaux usées et choisi le procédé de boues activées, qui constitue une solution efficace dans ce cas.

**Les mots clés :** Les eaux usées, Station d'épuration, Boues activées.

## Abstract

In Algeria, the volume of waste water Which drains into valleys, seas and oceans is increasing. This negative situation has had serious repercussions on the health of citizens and has led to an increase in the phenomenon of environmental pollution.

This is the case of the municipality of Sidi Aich in the state of Bejaia, whose dirty water is discharged directly into the valley of Soummam, without any prior treatment.

The objective of our project is to establish a waste water treatment plant at the municipality of Sidi Aïch in order to preserve the natural environment and public health.

In this thesis, we studied and compared different waste water treatment methods. We selected the activated sludge process, which is an effective solution in this case.

**Key words:** Waste water, Wastewater treatment plant, Activated sludge.