

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des systèmes d'assainissement

THEME DU PROJET :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE
LA VILLE SEDRATA(W.SOUK-AHRAS)**

Présenté par :

M^r : NASRI Imed Eddine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r : AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M ^{me} : BELABES Salima	M.A.A	Membre
M ^r : BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Membre
M ^{me} : SAIDI Hayet	Doctorante	Membre
M ^{me} : HOULI Samia	M.A.A	Promotrice

Juin - 2016

Dédicace

À MA TRES CHERE MERE, POUR M'AVOIR MIS AU MONDE ET POUR M'AVOIR ACCOMPAGNE TOUT LE LONG DE MA VIE AVEC TANT D'AMOUR ET D'AFFECTION.

À MON CHER PERE, QUI SANS LUI, JE NE SERAIS PAS ARRIVE JUSQU'ICI. J'ESPERE TOUJOURS RESTER FIDELE AUX VALEURS MORALES QUE VOUS M'AVEZ INCULQUES.

À MES FRERES MOHAMED AKREM, MOHAMED CHAHINE ET DJAMEL EDDINE ET SA FEMME .

À MA SCEURS MERIEME.

À MES COPAINS DE CHAMBRE DEPUIS MA PREMIERE ANNEE, AYOUB ET ADNEN (BOOF)

À MES AMIS DE ENSH : MOHAMED (MOH) , ILYESE , REBEH, REDA, LOTFI, RAOUF (DIB) ...

À MA FUTURE FEMME BIEN AIMEE IMANE.

 ENFIN, À TOUTES PERSONNES QUE JE PORTE DANS LE CŒUR ET QUI SE RECONNAITRONS CAR ELLES EN FONT AUTANT. 

.....

Je vous dédie ce modeste travail en guise
de reconnaissance car vous m'êtes
si chers que je ne peux que vous offrir ce que
j'ai appris de mieux dans ma vie

Remerciement

Je remercie MES PARENTS en premier lieu qui m'ont permis et facilité les choses pour accomplir mes études.



je remercie aussi tous les autres membres de ma famille qui m'ont aidés et encouragés quel que soit les conditions,.



Le devoir est très agréable d'exprimer ma vive gratitude à madame HOULI Samia pour son aide indéfectible, son soutien inestimable ainsi que ses conseils précieux tout au long de ce travail. Sans cette brave femme je ne serais fait la moitié de ce que j'avais fait, pour elle je reprends la parole de la fontaine qu'avait dit un jour : « tel est pris qui croyais prendre » j'affirme que j'ai appris énormément de choses avec elle.



A tout le personnel de la DRE de la wilaya de Souk-ahras et Annaba , je leurs adresse à travers cet humble travail mes remerciements, mes salutations ainsi que ma vive reconnaissance, d'avoir me facilité l'accès à chaque fois que j'avais besoin de consulter la DRE et leurs sympathie avec moi.



Je tiens à remercier aussi les enseignants qui m'ont accordé un peu de leur temps pour consulter le travail avec eux en toute aisance.



Je tiens à remercier aussi :



Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail ;

Tous les professeurs qui ont contribués à ma formation ;

Mes amis pour leur présence ;

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.

Sans oublier tout personnage de l'ENSH et de la Cité 03, à qui j'ai une affection particulière.

ملخص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة سدراتة بولاية سوق اهراس بهدف المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية ضد كل تلوث وامكانية استعمال هذه المياه المطهرة في الفلاحة.

بما ان الطريقة الممارسة حاليا لا تكفي لتطهير المياه الواردة إليها قمنا في هذه المذكرة باستعمال طريقة الطين المنشط بقدرة استيعاب متوسطة و ضئيلة على مرحلتين:

-الأولى تتمثل في معالجة المياه المستعملة في أفق 2030 بقدرة معالجة ل 76107 نسمة.

-أما الثانية فتتعلق بتوسيع المحطة من أجل ضمان رفع قدرة الإستيعاب إلى 102551 نسمة في افق 2045

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville Sedrata (W. Souk-Ahras) dans le but de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique contre toute nuisance et une éventuelle réutilisation de ces eaux usées épurées en agriculture.

Dans notre mémoire, nous avons dimensionné la station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge et à faible charge , puisque le traitement existant n'assure plus l'épuration de tout effluent de l'agglomération. Cette station se réalise en deux phases :

-La première phase permettra de traiter la pollution de 76107 équivalent habitant à l'horizon 2030.

-La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 102551 équivalent habitant à l'horizon 2045.

Abstract

Our present work consists in carrying out a purification plant for the town of Sedrata (W. Souk-Ahras) with an aim of preserving the natural environment and protecting the public health as well as to improve the ecologic conditions of the province, in this dissertation, we will size the waste water treatment plant by activated sludge, as the existing station cannot purify all impurities of agglomeration. This station is made through two phases:

-The first phase will permit to treat pollution caused by the population of 76107 inhabitants in 2030 horizons.

-The second phase consists of extension workshops. The latter correspond to an increase of the initial capacity of the station to 102551 equivalent habitants.

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées

I.1. Introduction.....	1
I.2. Origine des eaux usées.....	1
I.2.1. Origine domestique.....	2
I.2.2. Origine industrielle.....	2
I.2.3. Eaux usées pluviales.....	3
I.3. Caractéristiques des eaux usées.....	3
I.3.1. Origine de la pollution dans les eaux usées.....	3
I.3.1.1. Pollution organique.....	3
I.3.1.2. Pollution microbiologique.....	3
I.3.1.3. Pollution minérale.....	4
I.4. Principaux paramètres de la pollution.....	4
I.4.1. Paramètres Physiques.....	4
I.4.2. Paramètres Chimiques.....	6
I.4.3. Paramètres Bactériologiques.....	10
d. Helminthes.....	12
I.5. Normes de rejet.....	13
Conclusion.....	13

Chapitre II: présentation de la zone d'étude

II.1. Introduction.....	14
II.2. Situation géographique et administrative.....	14
II.3. Analyse physique du site.....	15
II.3.1. Géomorphologie.....	15
II.3.2. Topographie de la zone d'étude.....	16
II.3.3. Géologie.....	16
II.4. Climatologie.....	16
II.5. Sismicité.....	17
II.6. Potentialités de développement.....	18
II.6.1. Potentiel naturel.....	18

II.6.2. Potentiel artificiel	18
II.7. Situation démographique	18
II.8. Occupation des sols au niveau de Sedrata	19
II.9. Situation hydraulique.....	19
II.9.1. Ressources en eau	19
II.9.2. Réseau d'assainissement.....	20
II.10. Pollution existantes dans la région d'étude	20
II.10.1. Echantillonnage	20
II.10.2. Résultats de l'analyse chimique	20
Conclusion	20

Chapitre III : Procédé d'épuration biologique par boues activées

III.1. Introduction	21
III.2. Fonctionnement du procédé à boues activées	21
III.2.1. Croissance des micro-organismes en culture pure	22
III.3. Paramètres de fonctionnement en boues activées	25
III.3.1. Facteurs de charges	25
a. Charge massique C_m	25
b. Charge volumique C_v	25
III.3.2. Age des boues.....	25
III.3.3. Indice de mohlmaan I_M	27
III.4. Choix du procédé d'épuration	27
III.4.1. Procédé à forte charge	27
III.4.2. Procédé à moyenne charge	27
III.4.3. Procédé à faible charge.....	27
III.5. Paramètres influençant le processus épuratoire.....	28
III.5.1. Besoins en oxygène	28
III.5.2. Besoins en nutriments	29
III.5.3. Effet de la température	29
III.5.4. Influence de pH	30
III.5.5. Toxicité.....	30
III.5.6. Production de boues	30
III.5.7. Systèmes d'aération.....	31
III.5.7.1. Aérateurs de surface	31

III.5.7.2. Aérateurs de fond	31
III.5.7.3. Hydro-éjecteurs	32
Conclusion	33

Chapitre IV : Principales filières d'épuration biologique des eaux usées

IV.1. Introduction	34
IV.2. Prétraitement	35
IV.2.1. Relevage	35
IV.2.2. Dégrillage	36
IV.2.3. Tamisage	38
IV.2.4. Dessablage	39
IV.2.5. Dégraissage-déshuilage	39
IV.3. Traitements primaires	41
IV.3.1. Formes de décanteur	41
IV.3.1.1. Décanteurs statiques sans raclage	41
a) Décanteurs coniques ou cylindro-coniques	41
b) Décanteur statique à flux horizontal	41
a) Décanteurs circulaires	42
b) Décanteurs longitudinaux rectangulaires	42
IV.4. Traitements secondaires	43
IV.4.1. Traitement physico-chimique	43
IV.4.1.1. Coagulation	43
IV.4.1.2. Flocculation	43
IV.4.1.3. Neutralisation	43
IV.4.1.4. Décantation	43
IV.4.2. Traitement biologique	44
IV.4.2.1. Techniques intensives classiques	45
IV.4.2.1.1. Boues activées	45
IV.4.2.1.2. Lit bactérien	45
IV.4.2.1.3. Disques biologiques	46
IV.4.2.1.4. Avantages et inconvénients des différentes filières intensives	48
IV.4.2.2. Techniques extensives ou naturelles	49
IV.4.2.2.1. Cultures fixées sur support fin	49
a. Filtration superficielle	50

b. Oxydation	50
1. L'infiltration-percolation sur sable.....	50
2. Filtres plantés à écoulement vertical	51
3. Filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal.....	53
IV.4.2.2.2. Cultures libres	54
1. Lagunage naturel	54
2. Lagunage à macrophytes :.....	56
3. Lagunage aéré :	56
IV.4.2.2.3. systèmes combinés (association des filières extensives-cultures libre ou fixées)	58
Conclusion	58

Chapitre V : Traitement des boues de STEP

V.1. Introduction	59
V.2. But du traitement des boues en station d'épuration	59
V.3. Origine des boues résiduelles.....	59
V.5. Etapes de traitement des boues en station d'épuration.....	61
V.5.1. Epaissement.....	61
V.5.1.1. Epaissement par gravitation	62
V.5.1.2. Epaissement dynamique.....	62
V.5.2. Stabilisation	63
V.5.3. Conditionnement	64
V.5.4. Déshydratation.....	64
V.5.4.1. Déshydratations naturelle	65
V.5.4.2. Déshydratations mécanique.....	66
V.5.5. Séchage.....	67
V.5.5.1. Séchage thermique.....	67
V.6. Traitements d'hygiénisation	68
V.7. Stockage <i>des</i> boues.....	68
V.8. Utilisation des boues d'épuration.....	69
V.8.1. Epandage	69
V.8.2. Compostage :	69
V.8.3. Incinération :	69
Conclusion ..	70

Chapitre VI : dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration

VI.1. Introduction	71
VI.2. Calculs de base pour le dimensionnement	71
VI.2.1. Estimation des débits	71
VI.2.2. Evaluation des charges polluantes	74
VI.3. Prétraitement	76
VI.3.1. Dégrillage.....	76
1. Horizon 2045.....	77
VI.3.2. Dessablage - Déshuilage	79
1. horizon 2045.....	80
VI.3.2.4. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur	81
VI.4. Traitement primaire	82
VI.4.1. Introduction	82
VI.4.5. Dimensionnement du décanteur.....	83
VI.5. Traitement secondaire	86
VI.5.1. Choix de la variante	86
A. Étude de la variante à moyenne charge	86
VI.5.2. Bassin d'aération	87
VI.5.2.1. Dimensionnement du bassin d'aération.....	87
1. Horizon 2030.....	87
f.1. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur).....	95
2. Horizon 2045.....	96
B. Étude de la variante à faible charge	99
VI.6. Désinfection	109
VI.6.1. Introduction.....	109
1. Horizon 2030.....	109
1. Volume du bassin	111
2. Hauteur du bassin	111
3. Surface horizontale.....	111
4. Largeur et la longueur	111
2. Horizon 2045.....	111
VI.7. Traitement des boues	112
VI.7.1. Introduction.....	112

VI.7.2. Variante à moyenne charge	113
1. Horizon 2030.....	113
VI.7.2.1. Dimensionnement de l'épaisseur	113
VI.7.2.2. Dimensionnement du digesteur.....	114
VI.7.2.3. Dimensionnement des lits de séchage.....	117
2. Horizon 2045 (extension).....	118
VI.7.3. Variante à faible charge	120
Conclusion	121

Chapitre VII :Calcul hydraulique

VII.1. Introduction.....	122
VII.2. Déversoir d'orage	122
VII.2.1. A l'amont du déversoir	122
VII.2.2. A l'aval du déversoir	123
VII.2.3. Le débit déversé vers le milieu naturel (Qd).....	123
VII.2.4. Dimensionnement du déversoir d'orage	123
VII.2.5. la largeur du seuil déversant.....	123
VII.2.6. Dimensionnement de la conduite de fuite	124
VII.2.7. Dimensionnement de la conduite By-pass	124
VII.3. Profil hydraulique :.....	125
VII.3.1. Côtes du terrain naturel des ouvrages.....	125
VII.3.2. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	125
VII.3.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les pertes de charges ...	125
VII.3.4. Calculs des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages.....	126
Conclusion	130

Chapitre VIII : Etude Technico-économique

VIII.1. Introduction	131
VIII.2. Coût de la variante à moyenne charge.....	131
VIII.2.1. Coût d'investissement	131
VIII.2.1.1. Coût de terrassement	131
VIII.2.1.2. Coût de Béton armé.....	132
VIII.2.1.3. Coût totale du génie civil.....	133

VIII.2.1.4. Coût des VRD	133
VIII.2.1.5. Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques.....	133
VIII.2.1.6. Coût total des investissements de la station	134
VIII.2.2. Coût de fonctionnement	134
VIII.2.2.6. Le coût de fonctionnement total	134
VIII.2.2.7. Calcul du prix du m3 d'eau traitée	135
VIII.2.2.8. Le coût total de la station	135
VIII.2.2.9. Le coût de m3 d'eau épurée	135
VIII.2.2.10. Le coût du m3 d'eau sans les frais d'amortissement :	135
VIII.3. Coût de la variante à faible charge	136
Conclusion	137

Conclusion générale

Liste des tableaux

Tableau I.1 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO).....	08
Tableau I.2 : les maladies liées aux différents micro-organismes	12
Tableau I.3 : normes de rejets de l'O.M.S., appliqué en Algérie.....	12
Tableau II.1 : Moyennes mensuelle des précipitations (mm) sur une période (1990-2011) dans la région de Sedrata.....	17
Tableau II.2 : Les températures mensuelles sur une période d'une année (décembre 2013-Novembre 2014) dans la région de Sedrata	17
Tableau II.3 : Population future de la zone d'étude.....	19
Tableau II.4 : Résultats de l'analyse chimique des eaux.....	20
Tableau III.1 : Caractéristiques des différents paramètres de dimensionnement des stations d'épuration par boues activées	26
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés	27
Tableau IV.1: Types des grilles.....	37
Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients des grilles.....	38
Tableau IV.3 : Avantages et inconvénients des différentes filières intensives.....	48
Tableau IV.4 : Avantages et inconvénients de la technique d'Infiltration-percolation.....	51
Tableau IV.5 : Avantages et inconvénients de la technique du filtre à écoulement vertical.....	52
Tableau IV.6 : Avantages et inconvénients de la technique du filtre à écoulement horizontal..	54
Tableau IV.7 : Avantages et inconvénients des bassins de lagunage naturel.....	55
Tableau IV.8 : Avantages et inconvénients des bassins de lagunage aéré.....	57
Tableau VI.1 : Estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons d'études	76
Tableau VI.2 : Épaisseur entre les barreaux (e) et largeur des barreaux (d).....	77
Tableau VI.3 : Résultats du dimensionnement des grilles.....	79
Tableau VI.4 : Les dimensions de Déssableur-déshuileur pour l' horizons 2045.....	81
Tableau VI.5: récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.....	86
Tableau VI.6 : Charge massique en fonction de a'et b'.....	90
Tableau VI.7 : Résultats de calcul du bassin d'aérateur et du clarificateur pour l'horizon 2030 et pour l'horizon 2045 (moyenne charge).....	96
Tableau VI.8: Résultats de calcul du bassin d'aérateur et du clarificateur pour l'horizon 2030 et pour l'horizon 2045 (Faible charge).....	106
Tableau VI.9. Tableau récapitulatif (la désinfection).....	110
Tableau VI.10 : Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge	119

Liste des tableaux

Tableau VI.11 : Calcul des ouvrages de traitement à faible charge.....	120
Tableau VII.1 : Cotes du terrain naturel des différents ouvrages de la station.....	125
Tableau VII.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	125
Tableau VII.3 : Récapitulatif des résultats.....	129
Tableau VIII.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.....	132
Tableau VIII.2 :Le coût du béton armé de chaque ouvrage.....	133
Tableau VIII.3 : Résultats de la variante à faible charge.....	135

Liste des figures

Figure I.1 : la variation des valeurs de pH	06
Figure II.1 : Situation géographique et administrative de la ville sedrata.....	15
Figure III.1 : Principe de fonctionnement des boues activées.....	22
Figure III.2 : Développement d'une culture bactérienne	23
Figure III.3: Aérateur de surface.....	31
Figure III.4: Aérateur de fond.....	32
Figure III.5 : Ventoxal d'Air Liquide	32
Figure IV.1 : les étapes de traitement biologique des eaux usées	35
Figure IV.2 : Dégrilleur mécanique.....	36
Figure IV.3 : Dessablage, déshuilage et dégraissage dans un seul ouvrage.....	40
Figure IV.4 : Décanteur circulaire avec raclage de boues.....	42
Figure IV.5 : lit bactérien.....	46
Figure IV.6 : Disque biologique	47
Figure IV.7 : Infiltration-percolation étanchée et drainée.	50
Figure IV.8 : système drainé.....	50
Figure IV.9 : coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical.....	52
Figure IV.10 : Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal	53
Figure IV.11 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel	55
Figure IV.12 : schéma de principe d'un lagunage aéré.....	57
Figure V.1 : Schéma du principe d'un épaissement gravitaire.....	62
Figure V.2: Epaissement par flottation.....	62
Figure V.3: Epaissement par Centrifugation.....	63
Figure V.4 : Coupe d'un lit planté de macrophytes.....	66
Figure V.5 : déshydratation par centrifugation.....	67
Figure V.6 : Séchage thermique.....	68
Figure V.7 : Différentes étapes de traitement des boues avant épandage.....	69

Liste des planches

Planche N° 01 : Plan d'implantation de la station d'épuration.

Planche N° 02: Ouvrages de la station d'épuration par boues activées

Planche N° 03: Profil hydraulique de la STEP

Liste des abréviations

STEP : Station d'épuration

MVS : matières volatiles en suspension

MES : Matières en Suspensions

MMS : Matières Minérales

DBO₅ : demande biologique en oxygène durant 5 jours

DCO : demande chimique en oxygène

EH : Equivalent Habitant

C_v : Charge Volumique

C_m : Charge Massique

ONA : Office National d'Assainissement

RN81 : Route national numéro 81

CW19 : Chemin de wilaya 19

PDAU : Plan directeur de l'aménagement et d'urbanisme

ANRH : Agence national des ressources en eau humain

DRE : Direction de la ressource en eau

A.P.C : Assemblée populaire communale

A.C.L : Agglomération chef-lieu

Introduction générale

L'activité humaine, même la plus élémentaire comme le fait de s'alimenter génère des déchets solides ou liquides. Si on les laissait s'accumuler, ils finiraient par rendre notre cadre de vie inhabitable. C'est pour cela que depuis l'antiquité, l'homme a mis en place, dans les villes ; des systèmes d'assainissement tels que de simples égouts pour conduire les eaux usées et les eaux de pluies, vers la rivière.

Tout au long de son parcours, l'eau reçoit les apports réguliers et directs des polluants d'origines urbaine et industrielle ou les apports surtout diffus et irréguliers de polluants d'origine agricole.

Avec le développement de l'urbanisation et de l'industrialisation, ainsi que l'évolution des modes de consommation, les rejets d'eaux usées ont considérablement évolué en quantité et en qualité.

Le rejet des eaux usées chargées en substances polluantes dans le milieu naturel récepteur sans aucun traitement préalable est un motif de préoccupation compte tenu des effets indésirables qu'elles peuvent engendrer.

Aujourd'hui, la population exige alors des équipements de dépollution lui apportant un confort identique à celui qui existait déjà en milieu urbain.

La zone de Sedrata à vocation agricole souffre actuellement de la pollution de son oued «Charef». Cette situation engendre la contamination des nappes souterraines par la pollution des eaux usées rejetées sans aucun traitement, la détérioration des conditions écologiques et sanitaires ainsi que l'incapacité d'utiliser ces eaux pour l'irrigation. Il est donc impératif de traiter ces eaux avant de les rejeter dans l'oued.

Dans ce cadre, l'objectif principal de notre étude consiste en un dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées pour d'une part protéger les eaux de l'Oued Charef par conséquent les nappes souterraines et d'autre part mettre à la disposition du secteur agricole un grand potentiel en eau épurée pour une réutilisation à des fins d'irrigation. Aussi, il convient de préciser que le procédé à boues activées est le procédé le plus utilisé de par le monde et notamment en Algérie.

Chapitre **I**

*Généralités sur les
eaux usées*

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées

I.1.Introduction

«L'eau est source de vie ». Par son abondance et ses qualités physico chimiques l'eau joue un rôle de vecteur dans la presque totalité des usages qu'en fait l'homme. Généralement, seule une faible fraction de l'eau livrée aux utilisateurs est consommée, c'est à dire non restituée au réseau d'assainissement situé en aval des utilisateurs. Par contre, après utilisation, la qualité de l'eau est profondément modifiée. L'eau usée est généralement échauffée et contient des sels mais surtout des matières susceptibles de se dégrader par oxydation biologique ou chimique.

Une eau usée est généralement un mélange de matières polluantes répondant à ces catégories, dispersées ou dissoutes dans l'eau qui a servi aux besoins domestiques ou industriels. Donc, sous la terminologie d'eau résiduaire, on groupe des eaux d'origines très diverses qui ont perdu leurs puretés ; c'est-à-dire leurs propriétés naturelles par l'effet des polluants après avoir été utilisées dans des activités humaines (domestiques, industrielles).

En effet, la pollution des eaux résiduaires urbaines et industrielles peut se caractériser selon son état (solide, colloïdal ou en suspension) et sa nature (minérale ou organique).

En parlant de l'eau usée, il semble important d'avoir une idée sur son origine et ses caractéristiques.

I.2.Origine des eaux usées

On peut classer comme eaux usées, les eaux d'origine urbaines constituées par des eaux ménagères (lavage corporel et du linge, lavage des locaux, eaux de cuisine) et les eaux vannes chargées de fèces et d'urines ; toute cette masse d'effluents est plus ou moins diluée par les eaux de lavage de la voirie et les eaux pluviales. Peuvent s'y ajouter suivant les cas, les eaux d'origine industrielle et agricole. L'eau, ainsi collectée dans un réseau d'égout, apparaît comme un liquide trouble, généralement grisâtre, contenant des matières en suspension d'origine minérale et organique à des teneurs extrêmement variables. En plus des eaux de pluies, les eaux résiduaires urbaines sont principalement d'origine domestique mais peuvent contenir des eaux résiduaires d'origine industrielle d'extrême diversité. Donc les eaux résiduaires urbaines (ERU) sont constituées par :

- Des eaux résiduaires ou eaux usées d'origine domestique, industrielle et/ou agricole
- Des eaux pluviales ou de ruissellement urbain.

I.2.1. Origine domestique

Les effluents domestiques sont un mélange d'eaux contenant des déjections humaines : urines, fèces (eaux vannes) et eaux de toilette et de nettoyage des sols et des aliments (eaux ménagères).

Ces eaux sont généralement constituées de matières organiques dégradables et de matières minérales, ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension. Il est à noter que la charge polluante des eaux usées varie en fonction des usages de l'eau.

Les eaux usées domestiques peuvent être divisées en quatre catégories, suivant leur provenance :

- ❖ Des eaux de cuisine qui contiennent des matières minérales en suspension provenant du lavage des légumes, des substances alimentaires à base de matières organiques (glucides, lipides, protides) et des produits détergents utilisés pour le lavage de la vaisselle et ayant pour effet la solubilisation des graisses ;
 - ❖ Des eaux de buanderie contenant principalement des détergents ;
 - ❖ Des eaux de salle de bain chargées en produits utilisés pour l'hygiène corporelle, généralement des matières grasses hydrocarbonées ;
 - ❖ Des eaux de vannes qui proviennent des sanitaires (w.c), très chargées en matières organiques hydrocarbonées, en composés azotés, phosphatés et microorganismes.
- (BAUMONT, 1996).**

I.2.2. Origine industrielle

Les déchets et les effluents industriels définissent largement la qualité et le taux de pollution de ces eaux usées. Les établissements industriels utilisent une quantité importante d'eau qui tout en restant nécessaire à leur bonne marche, n'est réellement consommée qu'en très faible partie le reste est rejeté. On peut néanmoins, faire un classement des principaux rejets industriels suivant la nature de la pollution produite :

- ❖ Pollution due aux matières en suspension minérales (Lavage de charbon, carrière, tamisage du sable et gravier, industries productrices d'engrais phosphatés....) ;
- ❖ Pollution due aux matières en solution minérales (usine de décapage, galvanisation) ;
- ❖ Pollution due aux matières organiques et graisses (industries agroalimentaires, équarrissages, pâte à papier...) ;
- ❖ Pollution due aux rejets hydrocarbonés et chimiques divers (raffineries de pétrole, porcherie, produits pharmaceutiques.....) ;

- ❖ Pollution due aux rejets toxiques (déchets radioactifs non traités, effluents radioactifs des industries nucléaires...).

Les eaux résiduaires d'origine industrielle ont généralement une composition plus spécifique et directement liée au type d'industrie considérée. Indépendamment de la charge de la pollution organique ou minérale, de leur caractère putrescible ou non, elles peuvent présenter des caractéristiques de toxicité propres liées aux produits chimiques transportés. **(Eckenfelder, 1982)**

I.2.3.Eaux usées pluviales

Normalement les eaux pluviales ne sont pas forcément polluées. Elles ne sont considérées comme des eaux usées que si elles sont mélangées avec des effluents urbains au niveau des égouts de type unitaire. Elles sont de même nature que les rejets domestiques et peuvent contenir en plus des éléments toxiques **(Hamdani, 2002)**.

La qualité des eaux de ruissellement dépend de l'intensité de la pluie, tandis que la qualité de l'eau usée suit un cycle jour/nuit.

I.3.Caractéristiques des eaux usées

I.3.1.Origine de la pollution dans les eaux usées

La pollution des eaux usées se manifeste sous forme minérale, organique et microbiologiques. **(Gaid, Abdelkader, 1987)**.

I.3.1.1. 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 (urbaines, industrielles, artisanales et rurales) chaque activité rejette des composés spécifiques biodégradables ou pas. On distingue pour les eaux usées urbaines les matières organiques banales (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non-ioniques), les huiles et goudrons.

I.3.1.2.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.

Ces bactéries jouent le rôle de témoins de pollution.

La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur, elles peuvent provoquer des maladies dangereuses pour l'homme.

Dans les eaux domestiques, le nombre de coliformes fécaux varie entre 10⁶ et 10⁷/100 ml.

I.3.1.3. Pollution minérale

Il s'agit d'effluent industriels principalement qui contiennent des substances minérales telles que :

les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques, le plomb, le mercure, le chrome, le cuivre, le zinc et le chlore.

Ces substances peuvent avoir de lourdes conséquences comme :

- Nuire à la santé publique.
- Perturber l'activité bactérienne en station d'épuration.
- Affecter le développement des cultures.

I.4. Principaux paramètres de la pollution

Dans ce paragraphe, nous passerons en revue les principaux paramètres physicochimiques analysés au cours de la partie expérimentale ainsi que les paramètres bactériologiques les plus rencontrés dans les eaux usées.

I.4.1. Paramètres Physiques

a. Température

Il est important de connaître la température de l'eau avec une bonne précision. En effet, celle-ci joue un rôle dans la solubilité des sels et surtout des gaz, dans la dissociation des sels dissous donc sur la conductivité électrique, dans la détermination du pH, pour la connaissance de l'origine de l'eau et des mélanges éventuels, ...etc.

b. Matière en suspension (MES)

Il s'agit de matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales. On peut considérer qu'elles représentent un intermédiaire entre les particules minérales du type sable ou poussières de charbon et les particules minérales du type mucilagineuse.

Elles comportent des matières organiques et des matières minérales.

Deux techniques sont utilisées pour déterminer le taux de matières en suspension (MES) dans un échantillon :

- La méthode par filtration puis séchage à 105°C
- La méthode par centrifugation puis séchage à 105°C

Le choix de l'une ou de l'autre de ces méthodes est conditionné par la teneur en MES de l'échantillon à analyser.

La technique par filtration est adaptée à des échantillons peu chargés et généralement applicable aux eaux de la ressource et aux eaux usées.

La méthode par centrifugation est réservée à des échantillons présentant des concentrations plus élevées (supérieures à 300 mg/l) tels que les boues liquides et certaines eaux très chargées. **(Office International de l'Eau, 2005).**

c. 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, dans les eaux, par la présence de matières en suspension (MES) fines, comme les argiles, les limons, les grains de silice et les microorganismes. Une faible part de la turbidité peut être due également à la présence de matières colloïdales d'origine organique ou minérale. **(Institut National de Santé Publique du Québec, 2003)**

d. Couleur et odeur

➤ Couleur

Une eau pure observée sous une lumière transmise sur une profondeur de plusieurs mètres émet une couleur bleu clair car les longueurs d'ondes courtes sont peu absorbées alors que les grandes longueurs d'onde (rouge) sont absorbées très rapidement.

La coloration d'une eau est dite vraie ou réelle lorsqu'elle est due aux seules substances en solution. Elle est dite apparente quand les substances en suspension y ajoutent leur propre coloration. En effet, une eau usée domestique fraîche a un aspect grisâtre .

➤ Odeur

L'odeur est due à une fermentation de matières organiques. L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde. **(RODIER, 1996).**

e. Conductivité

La conductivité est la propriété que possède une eau de favoriser le passage d'un courant électrique. Elle est due à la présence dans le milieu d'ions qui sont mobiles dans un champ électrique. Elle dépend de la nature de ces ions dissous et de leurs concentrations.

La conductivité électrique d'une eau est la conductance d'une colonne d'eau comprise entre deux électrodes métalliques de 1 cm².

L'unité de conductivité est le siemens par mètre (S/m). **(RODIER, 1996).**

f. Matières volatiles en suspension (MVS)

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à 550°C pendant deux heures d'un échantillon dont on connaît déjà

la teneur en MES. Elles représentent environ 70 à 80 % des MES. Elles s'expriment en mg/l (GAÏD, 1984).

g. Matières minérales (MM)

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination au 550°C., et correspondent à la présence de sels, silice, poussières.... etc. (SATIN; SELMI, 1999)

$$MM = MES - MVS \dots \dots \dots (I.1)$$

h. Matières décantables

Elles sont composées des MES qui sédimentent en 2h dans une éprouvette ; cette analyse est surtout réalisée sur les effluents de sortie de certains ouvrages d'épuration (dessableur, décanteur) pour juger de leur rendement d'élimination de la pollution

I.4.2. Paramètres Chimiques

a. Potentiel Hydrogène (pH)

L'acidité, la neutralité ou l'alcalinité d'une solution aqueuse peut s'exprimer par la Concentration en H_3O^+ (noté H^+ pour simplifier). De manière à faciliter cette expression, on utilise le logarithme décimal de l'inverse de la concentration en ion H^+ .

Notons que toutes les valeurs trouvées se situent dans la fourchette (6.5-8.5) admise par les normes de rejets.

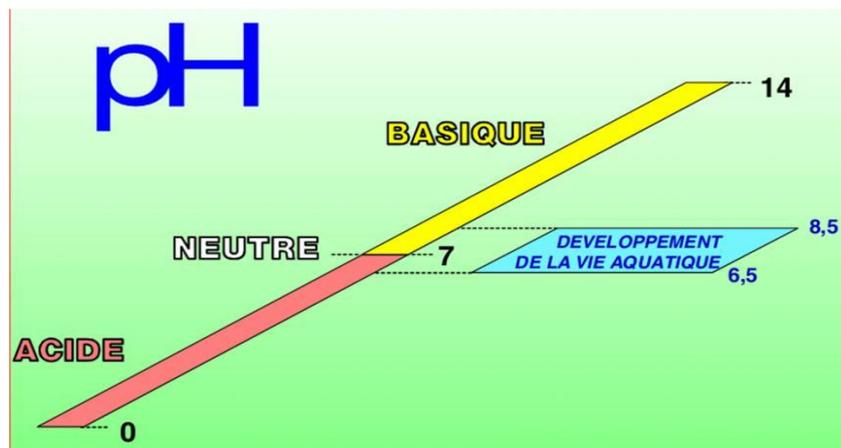


Figure I.1 : la variation des valeurs de pH

b. Oxygène Dissous

L'oxygène dissous est un composé essentiel de l'eau car il permet la vie de la faune et il conditionne les réactions biologiques qui ont lieu dans les écosystèmes aquatiques.

La solubilité de l'oxygène dans l'eau dépend de différents facteurs, dont la température, la pression et la force ionique du milieu.

La concentration en oxygène dissous est exprimée en mg O₂ l⁻¹.

c.Demande Chimique en Oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène (DCO) est la quantité d'oxygène consommée par les matières existantes dans l'eau et oxydables dans des conditions opératoires définies. En fait, la mesure correspond à une estimation des matières oxydables présentes dans l'eau quelque soit leurs origines organique ou minérale.

La DCO étant fonction des caractéristiques des matières présentes, de leurs proportions respectives et des possibilités de l'oxydation.

La DCO est la concentration, exprimée en mg.L⁻¹, d'oxygène équivalente à la quantité de dichromates consommée par les matières dissoutes et en suspension lorsqu'on traite un échantillon d'eau avec cet oxydant dans des conditions définies par la norme.

d.La Demande Biochimique en Oxygène (DBO)

La Demande Biologique en Oxygène (DBO) est la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la pollution biodégradable sur une période définie

En effet, une période allant de 21 à 28 jours serait nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la totalité de la pollution biodégradable. Il a été déterminé qu'une période de 5 jours correspondait à l'assimilation de la pollution biodégradable carbonée (oxydation), et qu'ensuite les micro-organismes assimilaient la pollution biodégradable azotée (nitrification).

Pour des raisons pratiques, on prendra en compte pour cette analyse la première phase de 5 jours que l'on notera DBO₅. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO₂/l)

La détermination de la Demande Biochimique en Oxygène est une façon indirecte d'évaluer la quantité de matières biodégradables essentiellement organiques contenues dans l'eau. **(Office international de l'eau, 2005).**

e.Coefficient de biodégradabilité (DCO/DBO₅)

Le rapport (DCO/DBO₅) exprime le degré de biodégradabilité de l'eau usée et nous renseigne donc sur le type de traitement à adopter. **(GAÏD, 1984)**

La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposée par les micro-organismes (bactéries, champignons...).

Tableau I.1 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)

Rapport : DCO/DBO	Mode de traitement
$1 < \text{DCO/DBO} < 2$	Facilement biodégradable ↔ Traitement biologique (Concerne un effluent urbain)
$2 < \text{DCO} / \text{DBO} < 3$	Traitement biologique avec adaptation De la couche microbienne
$\text{DCO} / \text{DBO} > 3$	Traitement physico-chimique (Concerne un effluent industriel).

f. Nutriments

▪ Azote

On distingue 5 formes d'azote dans l'environnement :

- L'azote organique : constituant les cellules vivantes végétales ou animales.
- L'azote ammoniacal (NH_4) (ion ammonium) qui provient de la décomposition par les bactéries de l'azote organique (Ammonification) ou des rejets directs d'animaux (urines, excréments).
- Les nitrites (NO_2 , azote nitreux). Ils sont souvent en quantité très faible car c'est une forme chimique très instable.
- Les nitrates (NO_3^- , azote nitrique). C'est une forme chimique stable.
- L'azote gazeux (N_2), cette forme est très présente dans l'air (environ 70 %). Ce gaz est très peu soluble dans l'eau.

L'azote dans les eaux usées urbaines brute est très présent sous forme d'azote organique et ammoniacal. On constate le plus souvent l'absence de nitrites et de nitrates.

Une analyse permet de mesurer simultanément l'azote organique et l'azote ammoniacal. Cette analyse est appelée dosage de l'Azote Kjeldahl (NK) (**Office International de l'Eau, 2005**).

- **Origines d'azote**

L'azote présent dans les eaux résiduaires provient principalement des

- Les déjections humaines. Les urines contribuent largement à cet apport essentiellement sous forme d'urée, d'acide urique et d'ammoniaque. Par ailleurs,
- les eaux de cuisine véhiculent des protéines comportant des acides aminés, et certains agents de surface (assouplissant,...) qui incluent dans leurs molécules des radicaux azotés.
- L'agriculture intensive avec utilisation massive d'engrais azoté.
- rejets d'effluents d'élevage. entraîne directement une augmentation de la concentration en nitrate dans les superficielles. Il peut également être entraîné par ruissellement de surface ou de sub-surface vers les réseaux d'égout.
- Industrielle : rejet des industries minérales, en particulier de fabrication des engrais azotés.

- **phosphore**

Dans les eaux urbaines, le phosphore provient essentiellement des rejets humains et pour moitié de l'utilisation des détergents (lessives).

On distingue deux types :

- Le phosphore organique : résidu de la matière vivante.
- Le phosphore minéral : essentiellement constitué d'ortho-phosphates (PO_4^{3-}) qui représente 50 % de la totalité contenue dans les eaux usées urbaines. Les orthophosphates constituent, au même titre que les nitrates, des agents fertilisants susceptibles de provoquer le phénomène d'eutrophisation.

Une analyse permet de doser simultanément le phosphore organique (Porg) et le phosphore minéral (P- PO_4). Cette analyse est notée phosphore total (Pt). (**Office International de l'Eau, 2005**)

Pt=Porg+Po4 (I.2)

- **Origines du phosphore**

- du métabolisme humain : un homme excrète entre 1 et 2 grammes de P par jour.
- des produits lessiviels et de nettoyage : 1 à 2 grammes de P par jour et par habitation

- des rejets industriels : les effluents d'industries agro-alimentaires, d'abattoirs, de laveries industrielles, d'industries de traitement de surface et d'industries chimiques spécialisées. Ils véhiculent une quantité de composés phosphorés à peu près équivalente à celle des eaux usées domestiques, pour des régions relativement urbanisées.
- Les rejets agricoles ou d'origine naturelle sont retenus dans les sols et ne se retrouvent pas dans les eaux usées qu'avec des quantités minimales

g. Matières oxydables (MO)

Les matières oxydables correspondent à une moyenne pondérale de la DCO et de DBO5 mesurées après une décantation de 2h.

Elles sont données par la formule suivante :

$$MO = (2DBO5 + DCO) / 3 \dots\dots\dots (I.3)$$

h. Eléments toxiques

On appelle "toxiques" les matières capables de bloquer l'activité des espèces aquatiques vivantes, d'empêcher leur existence partiellement, ou totalement.

L'effet de la toxicité peut se traduire immédiatement, entraînant une mortalité brutale : c'est la toxicité directe.

Mais, il peut aussi intervenir sous un certain délai, après accumulation de composés toxiques dans l'organisme : c'est la toxicité indirecte.

Il existe une infinité de composés susceptibles d'être toxiques. On peut sommairement citer :

- les métaux tels le chrome, le cadmium
- les cyanures
- les désinfectants
- certains détergents
- les hydrocarbures
- les produits trop acides ou trop basiques.

La majorité des éléments toxiques proviennent des activités industrielles et artisanales.

I.4.3. Paramètres Bactériologiques

Les eaux résiduaires urbaines contiennent de nombreux germes (helminthes, protozoaires, bactéries, virus) dont certains sont pathogènes. La présence de coliformes et de streptocoques témoigne d'une contamination fécale de ces eaux qu'il est impératif d'épurer pour préserver le milieu naturel

a. Virus

Les virus se trouvent dans les eaux résiduaires à des concentrations de l'ordre de milliers d'unités infectieuses par millilitre d'eau. Un virus est une entité biologique rudimentaire de très petite taille -1/10 de micron, qui infecte une cellule hôte. Incapable de se répliquer lui-même, il utilise, pour la synthèse de ses propres constituants, les matériaux de la cellule qu'il parasite. Le virus agit à l'intérieur d'une cellule, où il se reproduit et modifie le fonctionnement normal de la cellule hôte. Ces dysfonctionnements peuvent être à l'origine de pathologies plus ou moins sévères.

Les virus existent sous une forme extracellulaire (unité matérielle indépendante appelée alors virion) ou intracellulaire (virus intégré sous forme dormante ou détournant activement la machinerie cellulaire au profit de sa réplication). Sous la forme intracellulaire (à l'intérieur de la cellule hôte), les virus sont des éléments génétiques qui peuvent se répliquer de façon indépendante par rapport au chromosome, mais non indépendamment de la cellule hôte. Sous la forme extracellulaire, les virus sont des objets particuliers, infectieux, constitués au minimum d'un acide nucléique englobé dans une capsid de protéines (**BENCHOU, 2011**).

b. Bactéries

Les bactéries sont des organismes vivants unicellulaires procaryotes. A l'inverse des virus, elles sont capables de se reproduire par division cellulaire, une cellule mère produisant deux cellules filles, caractérisées par une absence de noyau et d'organites. La plupart des bactéries possèdent une paroi cellulaire glucidique, le peptidoglycane. Les bactéries mesurent quelques micromètres de long et peuvent présenter différentes formes : des formes sphériques (coques), des formes allongées ou en bâtonnets (bacilles), des formes plus ou moins spiralées. Les bactéries pathogènes se retransmettent par l'air, l'eau, le sol et les substances corporelles telles que le sang, les matières fécales, l'urine et les sécrétions. Leur arrivée dans notre corps déclenche une réaction de notre système immunitaire. (**BENCHOU, 2011**).

c. Protozoaires

Les Protozoaires sont des êtres unicellulaires mobiles la plupart du temps du moins pendant une phase de leur cycle biologique. Très souvent, ils ont plusieurs noyaux et sont donc appelés plasmode. Ils comprennent une membrane nucléaire et ils sont présents dans les eaux usées à l'état de kystes. la principale forme pathogène pour l'homme est *Entamoeba histolytica* ; ils vivent exclusivement dans l'eau ou dans les sols humides ou à l'intérieur d'un organisme (dans le mucus pulmonaire, l'intestin, la panse de certains animaux..). Ils sont

connus pour être responsables de nombreuses maladies telles que la malaria et certains dysenteries, telle l'amibiase. (BENCHOU,2011).

d.Helminthes

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ils sont majoritairement des organismes parasites. Les helminthes sont rencontrés dans les eaux usées sous forme d'œufs et proviennent des excréta des personnes ou d'animaux infectés et peuvent constituer une source de réinfection par voie orale, respiratoire ou par voie cutanée. Et le tableau ci-après résumé, les maladies liées aux différents organismes :

Tableau I.2 : les maladies liées aux différents micro-organismes. (BENCHOU, 2011)

Germes	Maladies	Organismes
Les bactéries pathogènes	Salmonelles Schigelles	Typhoïde dysenterie tuberculose
Enté Bactéries vibrions	Colibacilles Leptospir Mycobactes Vibrions coma	choléra
Les virus	Entérovirus Ribovirus Adénovirus Rotavirus	Poliomyélite, méningite Affections respiratoires Diarrhées
Les parasites		Lésions viscérales
Les champignons	Taenia, ascaris	Eczémas maladies de la Peau

I.5. Normes de rejet

Conformément aux recommandations de l'organisation mondiale de la santé (O.M.S), les normes de rejets des eaux usées en Algérie sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : normes de rejets de l'O.M.S., appliqué en Algérie

Paramètres		normes
Température (°C)		30
PH		6,5- 8,5
O2	(mg/l)	5
DBO5	(mg/l)	30- 40
DCO	(mg/l)	90 - 120
MES	(mg/l)	30
Zinc	(mg/l)	2
Chrome	(mg/l)	0,1
Azote total	(mg/l)	50
Phosphates	(mg/l)	2
Hydrocarbures	(mg/l)	10
Détergents	(mg/l)	1
Huiles et graisses	(mg/l)	20

Conclusion

De nos jours, devant l'ampleur de l'incidence des eaux polluées sur l'environnement, la santé publique et le développement économique, il s'avère nécessaire d'accorder une plus grande importance à l'évacuation et au traitement des eaux usées de différentes compositions et de diverses origines. Aussi, pour pouvoir faire un choix adéquat du procédé d'épuration à adopter, il est impératif de connaître les caractéristiques des eaux usées qui sont définies par les paramètres de pollution cités dans ce chapitre.

Chapitre **II**

Présentation de la zone d'étude

Chapitre II: présentation de la zone d'étude**II.1.Introduction**

L'identification et la connaissance de la zone d'étude est une phase importante pour bien mener notre projet. Cette identification passe par une connaissance du site à travers certains paramètres quantitatifs et qualitatifs à savoir :

- géographique ;
- Topographie ;
- géologique ;
- démographique ;
- hydraulique ;

II.2.Situation géographique et administrative

La ville de SEDRATA est située au Sud-Ouest de la Wilaya de Souk Ahras dont elle fait partie, elle est reliée avec elle par la R.N81 C.W19 A à une distance de 54 Km. Elle occupe une superficie de 196 Km².

La commune de SEDRATA est limitée administrativement par :

- Au Nord : la Wilaya de Guelma.
- Au Sud : la commune de Bir Bouhouche et Oum Ladaheim.
- À l'Est : les communes de Khemissa et Ragoba.
- À l'Ouest : les deux communes Ain Soltane et Zouabi .

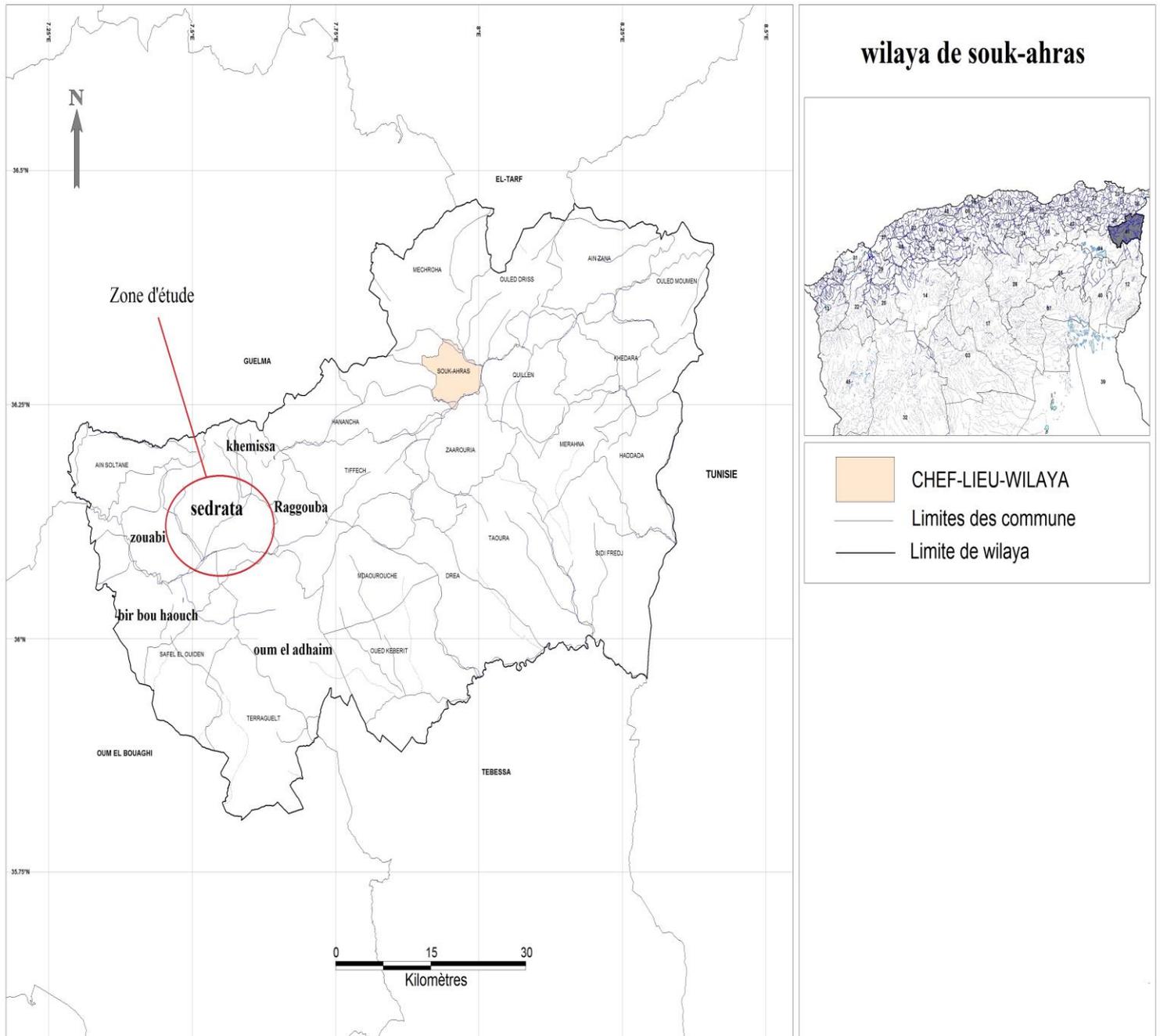


Figure II.1 : Situation géographique et administrative de la ville sedrata .

II.3. Analyse physique du site

II.3.1. Géomorphologie

La Ville de SEDRATA est constitué de deux ensembles distincts :

- a/ Au Nord et au Sud-Est par un ensemble de contreforts telliens faisant partie des monts de la MEIDA et TIGUILATINE dont l'altitude culmine sur 1423 m.

b/ A l'Est et au sud par un ensemble de basses terres au plaines de SEDRATA, en forme de cuvette allongée et drainée par Oued Krab dont l'altitude varie entre 700 et 850 m.

II.3.2.Topographie de la zone d'étude

Le terrain en question a une surface d'environ 7 ha et possède une topographie dont le relief est plus au moins accidenté et allant jusqu'à 10%. Le sol est stable dans son ensemble et ne pose pas de difficultés lors des travaux de terrassement.

II.3.3.Geologie

La géologie de la Ville de SEDRATA est très variée, elle est représentée beaucoup plus par le Mio-Pliocène continental :Argile,Conglomérats,grés et calcaire lacustres au Nord Est et la bordure Sud-Ouest de SEDRATA et elle chevauche sur plusieurs formations géologiques sédimentaires s'étendant du TRIAS au QUATERNAIRE .(voir annexe)

II.4. Climatologie

La climatologie est très importante dans l'étude de la conception d'une station d'épuration à cause de l'influence de certains paramètres tels que la précipitation, la température et le vent sur le fonctionnement des différentes stations d'épuration. En effet, il est à noter que :

- ❖ Le drainage des eaux pluviales augmente la présence des matières en suspension dans les eaux usées, en particulier dans le système unitaire,
- ❖ La température favorise le développement des microorganismes contenus dans les eaux usées qui sont responsables de la dégradation de la pollution organique et qui provoquent par la suite un épuisement en oxygène des milieux aquatiques.
- ❖ Le vent est un facteur qui permet la dispersion des mauvaises odeurs dans l'espace urbain.

II.4.1.Précipitation

La commune de SEDRATA appartient au domaine semi-aride à hiver froid et été chaud et sec, la période humide s'étale sur trois mois, cependant la période sèche s'étale sur une période de neuf mois.

La variation avec l'altitude fait que la majeure partie de la commune bénéficie en moyenne d'un total pluviométrique annuel de 465 mm/an. (DRE.Souk-Ahras)

Tableau II.1 : moyennes mensuelle des précipitations (mm) sur une période (1990-2011) dans la région de Sedrata.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
Précipitations (mm)	30	34	28	115	105	102	116	52	8	02	03	9

Source : DRE ; code de station :140412

D'après le tableau ci-dessus, les précipitations sont très irrégulières durant les saisons, elles sont abondantes en automne et en hiver et se caractérisent souvent par des orages et des tempêtes de vent. Elles sont variables et incertaines au printemps, nulles et irrégulières en été.

II.4.2.Températures

Les températures les plus élevées peuvent s'observer en été et peuvent dépasser 40°C. Quant aux températures les plus basses, elles sont enregistrées surtout au mois de janvier ou le minimum annuel peut atteindre 3°C .

Tableau II.2 : Les températures mensuelles sur une période d'une année (décembre 2013- Novembre 2014) dans la région de Sedrata

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
Température (C°)	30	23	13	9	4	10	16	25	29	32	35	40.5

Source : DRE

II.4.3. vents

Les vents dominants sont du secteur Nord- Ouest, ils sont généralement suivis par des pluies en hivers.

Quant aux vents du sud- Ouest (SIROCCO), ils sont dominants surtout en été durant une période de 27 jours et sont généralement chauds et secs.

II.5.Sismicité

La commune de Sedrata est plutôt stable et elle est rarement touchée par un séisme. Le dernier séisme enregistré date de 2013 à une distance de 54 Km de la daïra. Malgré cela, des études de génie civil seront entreprises lors de toute construction nouvelle.

II.6.Potentialités de développement

La commune de SEDRATA dispose de potentialités qui peuvent lui permettre de jouer un rôle assez important mais qui nécessite une attention particulière de la part des autorités locales et des efforts considérables pour les mettre en valeur.

Les potentialités de la commune de SEDRATA se résument à:

II.6.1.Potentiel naturel

➤ Tourisme

SEDRATA est une commune touristique d'une part grâce à sa position géographique et ses potentialités naturelles et d'autre part aux ruines de khemissa.

➤ Agriculture

La commune de SEDRATA regroupe trois grandes classes de sol, terres à potentialité agricole bonne, moyenne et faible occupant une grande partie de la surface totale de la commune. Ce qui dénote l'importance du capital agricole à préserver et de la nécessité de réutiliser les eaux usées épurées en irrigation.

II.6.2.Potentiel artificiel

La commune est traversée par l'axe routier important, la RN81 qui la relie avec la Wilaya de Souk Ahras qui fait de SEDRATA un carrefour d'échange et un centre de transit qui lui a permis d'être le second pôle de la wilaya après Souk Ahras.

- SEDRATA est également chef-lieu de la daïra du même nom, elle regroupe deux autres communes :Khemissa et Ain Soltane et constitue le second pôle d'intérêt dans la Wilaya de Souk Ahras .
- La commune de SEDRATA est située à une distance de 54 Km au Sud-Ouest du chef lieu de la Wilaya « Souk Ahras »
- La commune comporte 03 autres agglomérations secondaires (Oued Krab, Sidi Belghit , El Gourzi) et un nombre d'hameaux, l'ensemble gravite sur un rayon de 02 à 06 Km autour du pole influant SEDRATA centre.

II.7.Situation démographique

La population de la ville de SEDRATA a un faible taux d'accroissement de 1,2% par an selon le recensement de 2008. (A.P.C Sedrata)

L'évolution démographique obéit à la loi des accroissements qui s'écrit :

$$P_n = P_0(1+T)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Ou :

P_n : population future.

P_0 : population de l'année de référence(2008).

n : nombre d'année.

T : taux d'accroissement =1,2%

Tableau II.3 : Population future de la zone d'étude

Population en 2008	Taux d'accroissement	Population à l'année 2016	Population à l'an 2030	Population à long terme 2045
53218 hab.	1,2%	58547 hab	69188 hab.	93228 hab

La consommation en eau dépend du confort et des habitudes de la population mais aussi de la disponibilité de la ressource hydrique dans la région d'étude.

A défaut de données précises, le débit journalier moyen d'eaux usées domestiques Q_{jm} est calculé sur la base d'une consommation de 150 l/habitant/jour (DRE de la wilaya de Souk Ahras).

II.8.Occupation des sols au niveau de Sedrata

Le territoire de la commune de sedrata couvre une superficie de 19600 Ha qui s'étale sur quatre zones différentes :

- La zone montagneuse : regroupe les monts de Meida et Tiguilatine est occupée par des parcours associant un élevage bovin de montagne.
- La plaine de Sedrata : englobe la majeure partie de l'espace communal, Elle est utilisée exclusivement pour la céréaliculture, formant une étendue continue et monotone.
- Les taches boisées : elles sont réduites et couvrent 0,25 % de la superficie totale (50 Ha), localisées dans la partie Sud et Sud-Ouest de L'A .C.L et au Nord-Ouest de la commune.
- Les établissements humains les plus importants occupent la frange de plaine céréalière sur des terres à moyenne potentialité agricole.

II.9.Situation hydraulique

II.9.1.Ressources en eau

L'infrastructure de mobilisation en eau de Sedrata est relativement réduite.

La ville tire ses ressources principalement des eaux de surfaces provenant du barrage de Foum El Khenga qui dispose de 152 Millions m^3 . Toutefois, un apport appréciable est tiré à

partir des eaux souterraines de la nappe d'accompagnement d'Oued Sedrata et Oued Hlia pour renforcer l'alimentation en eau potable de la ville.

II.9.2.Réseau d'assainissement

La commune de Sedrata est dotée d'un réseau unitaire avec un taux de raccordement de 100 %. Les eaux usées brutes sont collectées au niveau du seul rejet de la ville Sedrata et seront transférées vers la future STEP.

II.10.Pollution existantes dans la région d'étude

II.10.1.Echantillonnage

Les analyses des eaux usées de la ville de Sedrata ont été confiées à un Laboratoire d'analyse, les prélèvements ont été réalisés pour une moyenne de 5 jours par mois durant toute l'année 2015, aux heures de pointes de la consommation d'eau à 8h et 16h30 au niveau du déversoir d'orage situé à l'amont de la station d'épuration

II.10.2.Résultats de l'analyse chimique

L'analyse chimique donne les résultats pratiques qui sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Résultats de l'analyse chimique des eaux

Paramètres	Quantité	Unité
DBO ₅	460	mg / l
DCO	820	mg / l
MES	335.2	mg / l
MVS	234.64	mg / l
PH	6.96	-

Le rapport DCO/DBO₅ estimé à 1,78 indique des eaux parfaitement biodégradables

Ces paramètres sont utilisés comme données de base pour le calcul des charges polluantes de cette station d'épuration dans les différents horizons.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires à la conception d'une station d'épuration concernant notre agglomération du point de vue topographique, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique. Les résultats de la caractérisation physico-chimique du rejet d'eau usée urbaine ont montré que ces eaux se prêtent bien à un traitement biologique notamment par la technique des boues activées.

Chapitre **III**

*Procédé d'épuration
biologique par boues
activées*

Chapitre III : Procédé d'épuration biologique par boues activées

III.1.Introduction

Le procédé à boues activées a été découvert en 1914 à Manchester. C'est la technique d'épuration la plus répandue dans le monde, Comportent essentiellement une phase de mise en contact de l'eau à épurer avec un floc bactérien en présence d'oxygène suivie par une phase de séparation de ce floc (clarification).

Composants d'une unité biologique

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

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

III.2. Fonctionnement du procédé à boues activées

Le principe des boues activées réside dans une intensification des processus d'auto-épuration que l'on rencontre dans les milieux naturels.

La boue activée, composée essentiellement de micro-organismes floculant, est mélangée avec de l'oxygène dissous et de l'eau usée. C'est ainsi que les micro-organismes de la boue activée entrent constamment en contact avec les polluants organiques des eaux résiduaires, ainsi qu'avec l'oxygène, et sont maintenus en suspension.

L'aération des eaux résiduaires a lieu dans des bassins en béton qui ont une forme appropriée en fonction du système d'aération, du mode d'introduction des eaux et de la boue activée. On appelle ces bassins des bassins d'aération ou bassins à boues activées. Le brassage permanent du milieu permet un meilleur accès des bactéries aux particules et une aération importante nécessaire à la pérennité du système de biodégradation.

C'est dans le clarificateur que la séparation entre la boue et l'eau clarifiée a lieu, une partie des boues est renvoyée dans l'aérateur pour le réensemencement permanent, l'autre en excès, est éliminée et doit faire l'objet d'un traitement séparé.

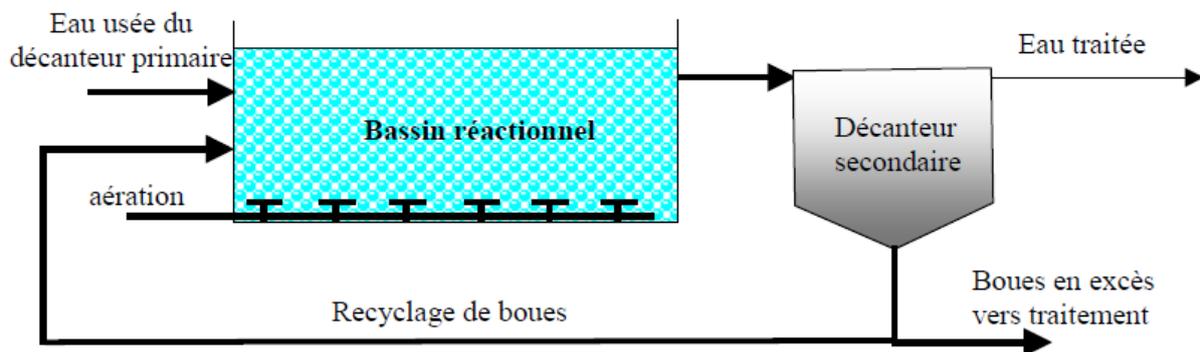


Figure III.1 : Principe de fonctionnement des boues activées.

Aussi, la croissance de la biomasse au sein du bioréacteur n'est pas suffisante pour compenser la perte engendrée par le débit de sortie de la liqueur mixte. Pour conserver une concentration en biomasse constante dans le réacteur, une partie des boues du clarificateur est recyclée vers le réacteur. Des purges ont également lieu afin d'extraire la quantité de boues en excès dans le procédé. Les taux de recyclage et de purge permettent également de maîtriser l'âge des boues, temps au bout duquel la biomasse est entièrement renouvelée.

III.2.1. Croissance des micro-organismes en culture pure

Dans un fermenteur, on procède à l'ensemencement d'une certaine quantité de milieu de culture, préalablement stérilisé. Ainsi on peut suivre le développement des microorganismes présents (biomasse) jusqu'à épuisement du substrat principal. Cette culture discontinue est appelée croissance en "batch". Dans ce cas, on observe les phases successives suivantes (Figure III.2)

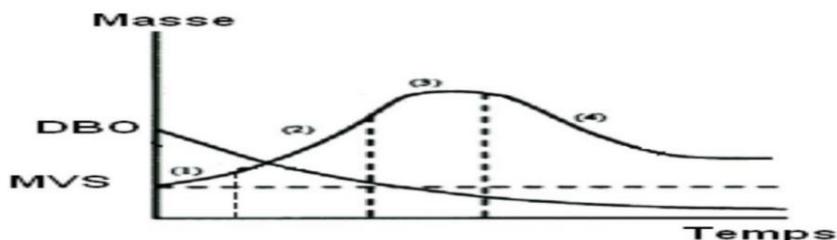


Figure III.2 : Développement d'une culture bactérienne

a.phase 1 (croissance rapide)

Le milieu riche en nourriture permet un développement rapide des bactéries. La DBO diminue rapidement, la consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne. La masse des matières volatiles en suspension (MVS) augmente (car elle est retenue par les flocons bactériens).

La phase de croissance de la masse bactérienne en présence d'un substrat dans un milieu aéré, est décrite par une loi exponentielle de la forme :

Dans laquelle :

$$X=X_0 \exp (\mu t) \dots\dots\dots (III.1)$$

- X=masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant t
- X₀=masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant t=0
- μ= est le taux de croissance des bactéries ;

Comme une fraction de la pollution est convertie en nouvelles cellules, on peut admettre qu'après un temps de réaction Δt, la masse bactérienne passe de X₀ à X₁ tel que :

$$X_1=X_0 + \Delta X \dots\dots\dots (III.2)$$

On définit un rendement de croissance a_m=croissance totale/concentration du milieu

$$a_m = \Delta x / \Delta L \text{ soit: } \Delta x = a_m (l_0 - l_1) = a_m l_e \dots\dots\dots(III.3)$$

Où

- Le représente la pollution BDO éliminée pendant le temps Δt pour une croissance de boues égales à Δx ; cette relation devient :

$$a_m (L_0 - L) = X_0(\exp(\mu t) - 1) \dots\dots\dots (III.4)$$

Ou encore :

$$\text{Log} (1 + a_m (L_0 - L) / X_0) = \mu t \dots\dots\dots (III.5)$$

C'est l'équation d'une droite qui peut conduire à calculer μ en portant Log (1+a_m (L₀-L)/X₀) en fonction de t. Ce terme est souvent interprété comme étant le temps nécessaire pour

doubler la population bactérienne. Il est généralement utilisé pour le dimensionnement du bassin d'aération.

b.Phase 2 (croissance ralentie)

Au cours de cette phase il y a un ralentissement de la croissance bactérienne dû à l'insuffisance de la nourriture ; on observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS.

Dans cette phase la nourriture devient un facteur limitant ; la vitesse d'oxydation de la DBO devient fonction de la concentration en DBO dans le milieu. On écrit alors :

$$-dL/dt=L*X*k \text{ ou encore } dL/L= -X*k*dt \dots\dots\dots (III.6)$$

K est la croissance ralentie ; le signe (-) correspond a la disparition de la DBO,

Après intégration entre l'état final (caractérisé par L f) et l'état initial (caractérisé par L o) et en supposant une concentration moyenne en boues dans le bassin notée X a , il vient

$$\text{Log}(L_f/L_o)=-X_a*K*t \text{ ou encore } L_o=L_f \exp (X_a * k *t) \dots\dots\dots(III.7)$$

En utilisant le développement en série de la fonction expo $\text{Exp}= 1+x+x^2/2$;on peut écrire :

$$L_o / L_f = (1 / (1+X_a * K * t)) \dots\dots\dots (III.8)$$

c.phase 3

Correspond à une phase stationnaire. Elle signifie qu'à ce moment les bactéries utilisent les réserves accumulées précédemment. Cette phase est marquée sur un appauvrissement du milieu en nourriture.

d.phase 4 (la phase endogène ou phase de déclin)

Dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organisme. C'est L'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO₂, H₂O, N₂).

❖ Remarque

En réalité, le phénomène de croissance bactérienne est plus complexe car, dans le cas d'une eau usée, le substrat est complexe et l'ensemencement sauvage (plusieurs souches). De plus, l'épuration n'est pas réalisée de façon discontinue mais elle a lieu dans un aérateur en continu où un débit d'eau usée est mis en contact avec la population microbienne (l'illustration graphique utilisée jusqu'ici est relative à une souche bactérienne pure se développant grâce à un substrat unique, le glucose).

Suivant le temps de contact et la masse de micro-organismes, on se trouve dans l'une des phases qui viennent d'être décrites.

III.3. Paramètres de fonctionnement en boues activées

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

III.3.1. Facteurs de charges

On définit les caractéristiques d'un bassin d'aération par deux paramètres :

a. Charge massique C_m

La charge massique donne une approximation du rapport entre la quantité journalière de pollution à éliminer et la masse de bactéries épuratrices mises en œuvre. La pollution est mesurée en DBO₅ (Kg/j) et la quantité de bactéries et assimilée par certains auteurs à la quantité des MVS et par d'autres à la quantité des MES. Il serait donc prudent de vérifier à la fois la définition des symboles utilisés et les unités dans lesquelles sont exprimés les facteurs ainsi mis en relation. (Office international de l'eau, 2005)

$C_m = \text{DBO}_5 \text{ entrée (Kg /j) / quantité de biomasse contenue dans le bassin}$

$$L_0/X_a.V = L_0/X_t \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / Kg MVS.j)(III.9)}$$

b. Charge volumique C_v

Lorsque quotidiennement, un certain poids de matières organiques exprimés en DBO₅ (Kg/j) doit être transformé dans le bassin aérobie de volume V (m³), on définit la charge volumique comme étant le rapport de la pollution apportée par unité de volume de bassin.

$$C_v = \text{DBO}_5 \text{ entrée (Kg /j) / volume du bassin (m}^3\text{)} = L_0/V \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / m}^3\text{.j).....(III.10)}$$

Il vient que :

$$C_v / C_m = \text{concentration des MVS dans le bassin}$$

La notion de charge volumique est moins caractéristique du procédé, et n'a aucune signification biologique. Elle est par contre, très utilisée pour le dimensionnement rapide.

Selon les valeurs de C_m on peut classer les modes de traitement en oxydation totale (aération prolongée, système à faible charge, système à moyenne charge, système à forte charge et système à très forte charge. (Office international de l'eau, 2005)

III.3.2. Age des boues

On définit l'Age des boues, comme étant le rapport entre la masse des boues présentes dans le bassin d'aération en Kg et la masse journalière de boues extraites. Il est donné par la relation suivante :

$$\Theta = X_t / \Delta X = X_a.V / \Delta X \text{(III.11)}$$

X_a : MVS dans l'aérateur (masse totale de boues présentes dans l'aérateur).

ΔX : La masse de boues extraites quotidiennement.

V : Le volume de l'aérateur.

Il est à noter que ce temps caractérise la forme physiologique de la biomasse dans le réacteur mais aussi la composition de celle-ci. Prenons l'exemple du traitement de la matière azotée : les bactéries autotrophes responsables de la réaction de nitrification ne seront présentes que si l'âge des boues est supérieur à 6 jours (pour une liqueur mixte à 20°C), leur temps de duplication étant de 4 jours. (**Office international de l'eau, 2005**)

Tableau III.1 : Caractéristiques des différents paramètres de dimensionnement des stations d'épuration par boues activées .

Mode d'épuration Paramètres	Forte charge (1)	Moyenne Charge (2)	Faible Charge (3)	Aération prolongée (4)
Cm (kg DBO ₅ /kg MVS)	≥1	0.2 à 0.5	0.1 à 0.2	≤ 0.1 (=0.07)
Cv (kg DBO ₅ /m ³)	1.5	0.55 à 1.5	0.3	0.25
ts (heure)	1 à 3	3 à 6	6 à 18	≥18
Concentration des boues dans le bassin d'aération Cb=Cv/Cm (kg/m ³)	2 à 3	3 à 6	4 à 5	≥5
Quantité de boue produite (kg de boue sèche/kg de DBO ₅ éliminé)	≥0.5	0.3 à 0.5	0.1 à 0.2	≤ 0.1
Consommation de O₂ (kg de O ₂ / kg de DBO ₅ éliminé)	0.3 à 0.8	0.8 à 1.2	1.2 à 1.5	1.5 à 2
Nitrification	Nulle	Début	Avancée	Très avancée
Rendement (%)	70 à 80	80	90	95
Boue produite	Très instable (traitement de boues obligatoire)	Instable	Plus ou moins stable	Stable

Remarque

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

- Sur des effluents industriels concentrés, les rendements d'épuration sont supérieurs à ceux annoncés ci-dessus.

III.3.3. Indice de mohlmaan I_M

C'est le rapport entre le volume des boues décantées en une demi-heure et la masse de matières en suspension contenue dans ce volume. Il est donné par :

$$I_M = V/M \dots \dots \dots (III.12)$$

Cet indice permet de mettre en évidence, l'aptitude des boues à la décantation. Généralement, les boues sont bien décantables pour $80 < I_M < 150$ Si $I_M \sim 80$; la décantation est très bonne mais les boues sont difficilement pompables Si $I_M \sim 150$: la décantation est très lente.

V : Volume de boue décantée en une demi-heure.

M : poids des matières en suspension. (GAÏD, 1984)

III.4. Choix du procédé d'épuration

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

III.4.1. Procédé à forte charge

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

III.4.2. Procédé à moyenne charge

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

III.4.3. Procédé à faible charge

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

Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	-Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ; -Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution.	-Cout d'investissement assez important ; -Consommation énergétique importante ; -La nitrification est incomplète ou difficile ; -Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.

Moyenne charge	-La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; -Prend un espace moyen dans le terrain -Pour toute taille collectivité.	-Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; -Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	-Assure une bonne élimination de DBO5 -Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ; -L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; -Prend un petit espace dans le terrain .	-Le temps de séjour dans le bassin ; -Investissement coûteux ; -Le bassin d'aération, plus largement dimensionné. -Les boues sont plus concentrées et la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

III.5.Paramètres influençant le processus épuratoire

III.5.1.Besoins en oxygène

Les deux phénomènes suivants sont à l'origine des besoins en oxygène :

1. Oxydation des Matières Organiques
2. Destruction des matériaux cellulaires lors de la phase de respiration endogène.

La teneur en oxygène ne doit pas être un facteur limitant ; la teneur en oxygène dissous dans le bassin d'aération doit être au moins de 1 à 2 mg/l.

L'aération des eaux résiduaires a lieu dans les bassins contenant les boues activées, qui ont une forme appropriée en fonction du système d'aération. L'aération peut être assurée en surface par des turbines, ou dans le fond par des procédés de rampe de distribution de bulles d'air alimentées par un surpresseur ou par un compresseur d'air. Les rampes de distribution sont complétées par des diffuseurs d'air dites grosses bulles ou fines bulles, suivant l'efficacité recherchée.

Consommation d'oxygène

Dans les stations d'épuration biologique, l'effluent chargé en matières organiques inertes est mis en présence d'une suspension bactérienne dense en milieu aéré. Les matières organiques contenues dans l'effluent peuvent être :

- assimilées et transformées en composants cellulaires (anabolisme).
- dégradées par oxydation pour fournir de l'énergie nécessaire à ces synthèses cellulaires

- absorbées et stockées par les cellules, en cas d'une alimentation surabondante. L'utilisation de ces matériaux stockés est alors différée. La pollution éliminée que nous supposons exprimée directement en poids de matières organiques, est répartie donc en trois fractions :
 - Une fraction est anabolisée.
 - Une fraction est catabolisée
 - Le reliquat se trouve stocké par les bactéries et est joint aux réserves préexistantes.

Besoins théoriques en oxygène

Les deux phénomènes suivants sont à l'origine des besoins théoriques en oxygène :

1. Oxydation des Matières Organiques
2. Destruction des matériaux cellulaires lors de la phase de respiration endogène.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$q_{O_2} = a'Le + b'X_t \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

q_{O_2} : débit d'oxygène exprimé en kg O₂/j.

Le : DBO₅ éliminée exprimée en kg/j.

X_t : masse totale de boue présente dans l'aérateur exprimé en kg

a' : la fraction de pollution transformée en énergie de synthèse au cours de l'épuration.

Remarque

La quantité d'azote à nitrifier peut se calculer à partir de l'azote NK (Kjeldahl) entrant dans l'étage biologique, duquel on soustrait :

- l'azote assimilé par les bactéries
- l'azote Kjeldahl rejeté

$$N_{\text{à nitrifier}} = N_{K\text{entrée}} - N_{K\text{ass}} - N_{K\text{rejeté}} \dots\dots\dots (III.14)$$

III.5.2. Besoins en nutriments

Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée. Cette alimentation requiert la présence d'azote, de phosphate et d'un certain nombre d'oligo-éléments. Ces derniers sont généralement présents en quantité suffisante dans les eaux résiduaires domestiques, ce qui n'est par contre pas le cas des eaux industrielles.

En l'absence de l'azote, les bactéries ne peuvent pas synthétiser de nouvelles cellules. L'activité des boues ramenée au poids de MVS s'en trouvera réduite et le rendement de l'épuration diminuera progressivement. D'autre part, les boues carencées en azote montrent souvent de mauvaises caractéristiques de décantation.

Lorsque l'effluent à traiter est dépourvu d'éléments nutritifs (N et P), il convient alors de lui ajouter sous forme d'engrais agricoles, soit par addition d'effluent urbain dans les proportions convenables, ou encore sous forme de produits comme le phosphate d'ammonium.

Dans une station d'épuration à boues activées, les rapports suivants doivent être respectés :

$DBO_5/N/P=100 \text{ à } 150/5/1$. (ROGER, 1990)

III.5.3. Effet de la température

Les variations de température affectent tout processus biologique. La valeur optimale pour l'activité des micro-organismes intervenant au cours de l'épuration est comprise entre 25 et 30 °C. Au-delà, la vitesse de réaction décroît très vite et le floc bactérien se trouve rapidement épuisé en oxygène. Ceci est valable dans le cas des boues activées à faible charge. Cependant, en fortes charges, le floc a tendance à se disperser, ce qui conduit à une mauvaise décantation des boues dans le clarificateur.

III.5.4. Influence de pH

L'épuration biologique des eaux résiduaires est un processus enzymatique. Ce qui implique une zone optimum de pH, aux environs de la neutralité entre 6,5 et 8,5.

III.5.5. Toxicité

La nature des toxiques est d'origine métallique. La présence de ces substances toxiques dans l'effluent, conduira à une inhibition partielle ou totale de l'activité des micro-organismes.

III.5.6. Production de boues

L'élimination des matières organiques conduit à une synthèse cellulaire qui augmente la proportion de boues dans le bassin. Il est alors important de connaître la masse de boues formées afin de prévoir l'importance des évacuations et les procédés de traitement pour les boues extraites.

L'évaluation du bilan de boues excédentaires peut être estimée par la différence entre les boues formées et celles éliminées.

La production de boue biologique (ΔB) est la somme de plusieurs facteurs :

- les matières minérales en suspension dans l'eau à traiter B_{min} .
- les matières organiques en suspension difficilement dégradables appelées matières organiques dures ou inertes (fB_0).
- L'accroissement net du poids de matières cellulaires qui est la différence entre la quantité de matière vivante synthétisée à partir de la DBO_5 éliminée ($L_e = L_o - L_f$) et la quantité de matière vivante brûlée par la respiration endogène ($b.X_a$)

III.5.7. Systèmes d'aération

Les systèmes d'aération équipant un bassin d'épuration biologique ont un double but :

- apporter aux micro-organismes aérobies l'oxygène, généralement emprunté à l'air, dont ils ont besoin ;
- provoquer une homogénéisation et un brassage suffisants de façon à assurer un contact renouvelé entre le milieu vivant, les éléments polluants et l'eau ainsi oxygénée.

Ces systèmes sont constitués le plus souvent d'un appareil ou d'un ensemble d'appareils placés

dans un bassin de volume et de forme déterminés.

III.5.7.1. Aérateurs de surface

L'aération de surface permet d'obtenir une aération et mélanger l'effluent par l'utilisation de pales ou d'aubes qui sont mises en rotation avec une certaine vitesse. L'aérateur, qui tourne autour d'un axe vertical ou horizontal, est placé à la surface du liquide dans le bassin d'aération.

Les aérateurs de surface se divisent en deux groupes :

- les aérateurs à vitesse lente ;
- les aérateurs à vitesse rapide.

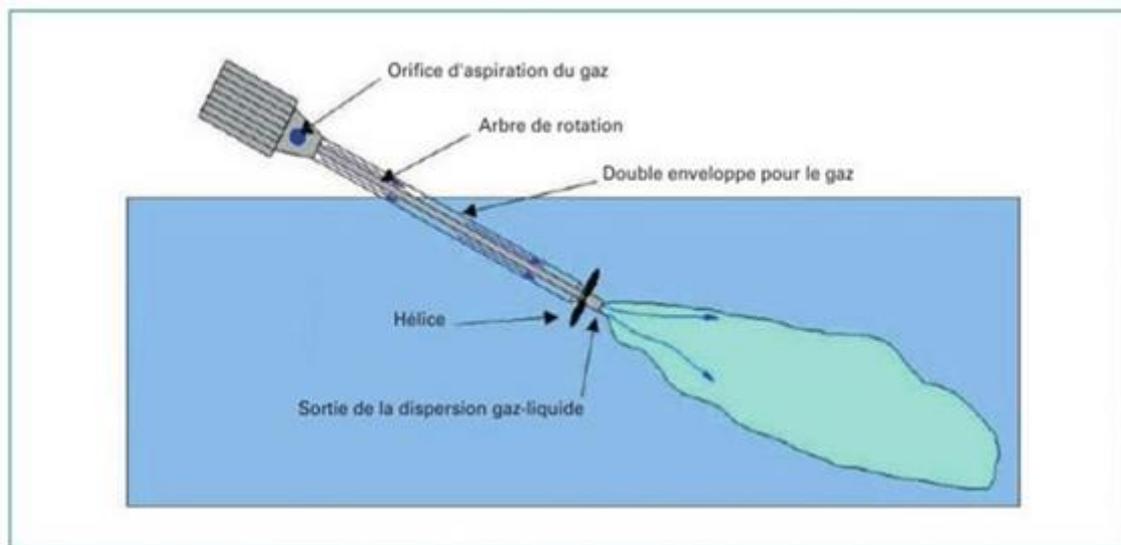


Figure III.3: Aérateur de surface

III.5.7.2. Aérateurs de fond

Ces aérateurs disposés au fond des bassins (figure III-4) se composent généralement :

- d'un bloc moteur électro-submersible ;
- d'une chambre déprimogène circulaire composée d'un double plateau raccordée à un tube d'aspiration d'air. La partie supérieure de cette chambre est équipée d'une multitude de diffuseurs horizontaux disposés radialement sur le plateau ;
- d'une turbine qui assure à la fois le pompage de l'eau, l'aspiration d'air et le refoulement du mélange diphasique obtenu.

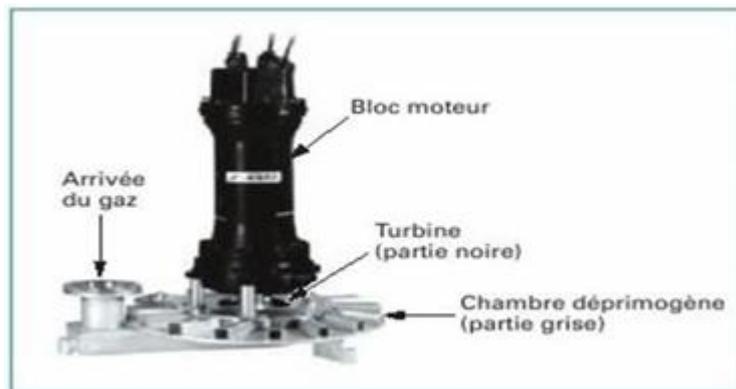


Figure III.4: Aérateur de fond

III.5.7.3. Hydro-éjecteurs

Les hydro-éjecteurs sont des aérateurs toujours positionnés sur le radier des bassins. Leur principe de fonctionnement est simple. Une pompe immergée délivre un fort débit d'eau qui passe à travers une buse puis sort par un conduit divergent. Cette configuration permet d'aspirer l'air ambiant (ou l'oxygène stocké dans un réservoir de surface) par l'intermédiaire d'un tube piqué juste après la buse. La forme du conduit divergent est étudiée pour créer de la turbulence et favoriser le mélange gaz-liquide. Leur fonctionnement silencieux et leur faculté d'autoamorçage en sont les deux principaux avantages.



Figure III.5 : Ventoxal d'Air Liquide

Conclusion

Les procédés d'épuration à boues activées sont les plus répandus dans le monde et notamment en Algérie pour le traitement des affluents domestiques voire industriels. Ils permettent d'atteindre de bons niveaux de dépollution sur la pollution carbonée et sur les sels nutritifs (azote et phosphore).

Pour se faire, une étude des différentes variantes (moyenne et faible) d'après leurs (avantages et inconvénients) et on cherche surtout à avoir un bon rendement épuratoire de l'effluent qui sera rejeté dans l'oued cheeraf a la commune de Sedrata (W. Souk Ahras) .

Chapitre **IV**

*Principales filières
d'épuration
biologique des eaux
usées*

Chapitre IV : Principales filières d'épuration biologique des eaux usées

IV.1.Introduction

Les eaux usées ménagères industrielles et agricoles sont acheminées jusqu'à la station d'épuration, qui se situe le plus souvent à l'extrémité d'un réseau de collecte, l'eau est alors en partie traitée avant d'être rejetées dans le milieu naturel.

Une station d'épuration est une installation destinée à épurer les eaux usées domestiques ou industrielles et les eaux pluviales avant le rejet dans le milieu naturel et elle est constituée d'une succession de dispositifs, conçus pour extraire en plusieurs étapes les différents polluants contenus dans les eaux.

L'objectif de la station d'épuration n'est pas de rendre l'eau potable mais acceptable par la nature.

On peut distinguer trois opérations principales dans le traitement de l'eau :

- Le **pré traitement** et le **traitement primaire** comportant le dégrillage (qui élimine les déchets volumineux), le dessablage (qui permet d'extraire les sables), le déshuilage (qui débarrasse l'eau de ses corps gras) et la décantation primaire où la boue est récupérée au fond du bassin .
- Le **traitement secondaire** se fait le plus souvent de manière « biologique », mais une voie « physico-chimique » peut la remplacer ou s'y ajouter , le traitement physico-chimique permet une meilleure coagulation des boues et favorise notamment la fixation des phosphates provenant des engrais ou des activités agricoles, le traitement secondaire comprend l'oxygénation (de l'oxygène est inséré dans l'eau pour la défaire des substances grasses restantes) et la décantation secondaire (qui permet d'extraire une deuxième quantité de boue).
- Le **traitement des boues** s'effectue parallèlement aux traitements de l'eau (avec la boue récoltée dans les bassins de décantation et durant la clarification).

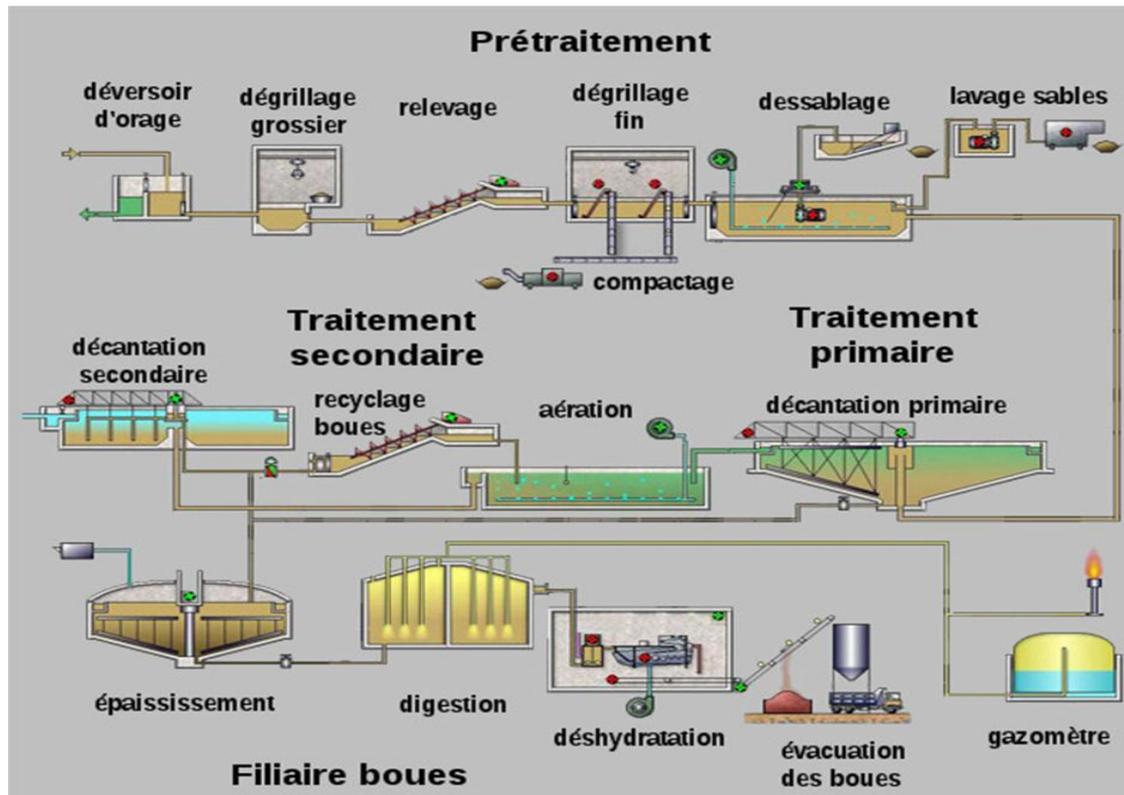


Figure IV.1 : les étapes de traitement biologique des eaux usées.

IV.2. Prétraitement

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval. Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides ou particuliers les plus grossiers, susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements : déchets volumineux (dégrillage), sables (dessablage) et corps gras (dégraissage – déshuilage). Et les opérations de prétraitements physiques sont :

IV.2.1. Relevage

Le transport des eaux usées dans les collecteurs se fait généralement par gravité, sous l'effet de leur poids. Une station de relèvement permet d'acheminer les eaux usées dans la station d'épuration lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution.

On peut avoir deux systèmes de relevage :

- Poste de pompage,
- vis d'Archimède.

IV.2.2. Dégrillage

Les dégrilleurs assurent la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent, il s'agit de grilles qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux entraînés par les eaux s'écoulant dans les canalisations d'assainissement.

On classe les grilles selon leurs écartements :

- Pré dégrillage : pour grille à barreaux espacés de 30 à 100 mm
- Dégrillage moyen : pour grille à barreaux espacés de 10 à 25 mm
- Dégrillage fin : pour grille à barreaux espacés de 3 à 10 mm (**Office international del'eau,2005**)

a. Type de grille

Une grande diversité de grilles est disponible sur le marché (droite, courbe, nettoyage amont, aval,...). Ces types sont présentés sur le tableau suivant :



Figure IV.2 : Dégrilleur mécanique.

Tableau IV.1: Types des grilles. (Office international de l'eau, 2005)

Grilles manuelles	elles sont généralement inclinées de 60 à 80° sur l'horizontale et composées de barreaux droits, ronds ou rectangulaires.	
Grilles mécaniques à nettoyage par l'amont	Les barreaux sont généralement de section rectangulaire ou trapézoïdale.	Grilles courbes : Elles sont conseillées pour les installations de moyenne importance avec des eaux pas trop chargées. Le nettoyage se fait à l'aide de deux peignes montés sur un bras tournant autour d'un axe horizontal
	L'évacuation des déchets est située à l'aval de la grille. Il en existe 3 types :	Grilles droites à nettoyage alternatif : Le champ de grille est souvent incliné à 80 degrés sur l'horizontale et le nettoyage se fait avec un racleur (ou râteau ou peigne ou poche pivotante) qui remonte les déchets le long de la grille et est redescend en position écarte du champ de grille.
		Grilles droites à nettoyage continu Elles sont bien adaptées à un dégrillage fin avec risques de et feutrage (obturation de la grille par des feuilles par exemple). Elles sont inclinées à 80 degrés et l'éjection des déchets du réceptacle et motorisées.
Grilles mécaniques à nettoyage par l'aval	C'est un système de prédégrillage avec une capacité d'extraction importante (mais risques de rechute des déchets dans l'eau aval).	

b. Avantages et inconvénients des grilles

Sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients des grilles. (Office international de l'eau, 2005)

Type de la grille	Avantages	Inconvénients
Dégrilleurs à grille manuelle	-Faible cout - Pas d'apport d'énergie	-Entretien pénible et fréquent
Dégrilleurs à grille automatique	- Efficacité - Peu d'entretien	-Contrôle régulier du fonctionnement (sinon pannes assurées)
Dégrilleurs à nettoyage par l'amont	Pression du peigne réglable nettoyant les grilles donc optimisation du nettoyage	- Sensibilité au bourrage par les dépôts au pied de la grille.
Dégrilleurs à nettoyage par l'aval	- Adapte à de forts débits et a de grandes profondeurs - Reprise d'importantes quantités de matières solides - Nettoyage des râteaux par un éjecteur qui déverse les détritrus dans une goulotte - Incolmatable - eaux chargées	- Plus cher à l'achat et à l'entretien - - Fragiles

IV.2.3.Tamissage

Le tamissage est en fait un dégrillage poussé, et consiste en une filtration sur toile mettant en œuvre des mailles de différentes dimensions. On distingue :

IV.2.3.1.Macro-tamissage

Le macro-tamissage est destiné à retenir les particules supérieures à 200 µm. (Les matières en suspension flottantes, les débris végétaux, les herbes, insectes etc....). La charge de la pollution est ainsi réduite et allège la station d'épuration.

IV.2.3.2. Micro-tamissage

Le micro tamissage, qui retient les particules plus petites (inférieures à 200 μm), dont l'application aux prétraitements des eaux résiduaires est très limitée en raison d'un colmatage trop rapide. (**BEZIERS**).

IV.2.4. Dessablage

Le dessablage débarrasse les eaux usées des sables et des graviers par sédimentation, L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite de 0.3m/s dans un bassin appelé « désableur » entraîne leurs dépôts au fond de l'ouvrage. Le domaine usuel du dessablage porte sur les particules supérieures à 200 μm . (Office international de l'eau, 2005)

Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés selon la qualité du lavage.

Le dessablage a pour objectif de :

- Eviter les dépôts dans les canalisations induisant leur bouchage.
- Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion et l'usure.
- Eviter de perturber les autres stades de traitements, en particulier le réacteur biologique.
- Réduire la production des boues.

On distingue :

- **les dessaleurs couloirs** : (à écoulement rectiligne), dont la vitesse d'écoulement est variable ou constante
- **les dessaleurs circulaires, à alimentation tangentielle** à brassage mécanique ou à insufflation d'air (pour éviter les dépôts de matières organiques, en heures creuses, avec faible débit).
- **Les dessaleurs rectangulaires à insufflation d'air** : On insuffle de l'air qui provoque une rotation de liquide et crée ainsi une vitesse constante de balayage du fond, perpendiculaire à la vitesse du transit. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage vers un poste de réception, puis repris par pompage, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant. (**Office international de l'eau, 2005**).

IV.2.5. Dégraissage-déshuilage

Les opérations de déshuilage et de dégraissage, bien que réalisées ensemble, correspondent à deux phénomènes physiques différents :

Le déshuilage est une opération de séparation liquide - liquide, tandis que le dégraissage correspond à une séparation solide - liquide.

Cette étape permet d'assurer un bon traitement en aval en limitant le colmatage des appareils et en évitant l'inhibition des processus biologiques.

En effet, les graisses forment, en surface de la phase liquide, un film qui induit un mauvais transfert d'oxygène entre l'atmosphère et le liquide; de plus, l'absorption des graisses sur les boues limitent le phénomène de dégradation.

Il existe deux types d'appareillage :

- séparateurs cylindro-coniques
- séparateurs longitudinaux

La récupération des graisses flottantes se fait par écumage manuel ou mécanisé. Les graisses sont ensuite stockées jusqu'à leur traitement.

En général, le dégraissage est effectué avec le dessablage. L'ouvrage comporte une zone d'aération (ou l'air est insufflé à la partie inférieure) et une zone tranquilisée (destinée à la remontée des graisses en surface). L'évacuation des graisses est réalisée à l'aide d'un raclage de la surface. Le temps de séjour dans l'ouvrage est court (une dizaine de minutes environ).



Figure IV.3 : Dessablage, déshuilage et dégraissage dans un seul ouvrage

IV.3.Traitements primaires

Le traitement "primaire" fait appel à des procédés physiques, avec décantation plus ou moins aboutie, éventuellement assortie de procédés physico-chimiques, tels que la coagulation- floculation.

Ces traitements éliminent 50 à 60 % des matières en suspension, mais ne suffisent généralement plus pour satisfaire les exigences épuratoires de la réglementation actuelle. Avec coagulation et floculation dans des décanteurs lamellaires, on peut éliminer jusqu'à 70 % des MES.

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond de l'ouvrage pour former les "boues primaires". Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage. (MEZHOU, 2008).

L'utilisation d'un décanteur lamellaire permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère donc le processus de dépôt des particules. Une décantation lamellaire permet d'éliminer plus de 70 % des matières en suspension et diminue de plus de 30 % la DCO et la DBO.

La décantation est encore plus performante lorsqu'elle s'accompagne d'une floculation préalable. La coagulation-floculation permet d'éliminer jusqu'à 90 % des matières en suspension et 75 % de la DBO. Cette technique comporte une première phase d'adjonction d'un réactif, qui provoque l'agglomération des particules en suspension, puis une accélération de leur chute au fond de l'ouvrage. Les amas de solides ainsi obtenus sont appelés "flocs".

IV.3.1.Formes de décanteur

Il existe divers types de décanteurs variables suivant leurs formes et suivant le mouvement du liquide qui le traverse comme ils sont cités ci-après :

IV.3.1.1.Décanteurs statiques sans raclage

a) Décanteurs coniques ou cylindro-coniques

Ils sont généralement utilisés pour les petites stations (1000 à 2000 hab.). Le temps de séjour est de l'ordre de 1H30 à 2H au débit diurne. L'extraction des boues exige une pente de fond (au moins égale à 60°).

b) Décanteur statique à flux horizontal

La particule en suspension est soumise à une vitesse horizontale v liée au débit d'entrée et également à la vitesse de chute v_c . Dans ce type d'ouvrage, il est nécessaire de prévoir une

zone d'entrée, une zone de sortie et une zone à boues. Ces décanteurs de conception très ancienne exigeaient systématiquement, une vidange de boues par une évacuation totale de l'eau du bassin.

IV.3.1.2. Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues

a) Décanteurs circulaires

Largement répandus du fait de leur faible coût de réalisation par rapport à un décanteur rectangulaire (plus faible épaisseur des parois de béton armé et densité d'armatures inférieure). L'arrivée de l'effluent brut se fait par un fut central creux. L'eau brute est ensuite répartie dans le bassin. Un dispositif de raclage, aidé par une légère pente en fond d'ouvrage, permet d'amener

les boues déposées sur toute la surface du fond vers une fosse centrale d'où partent des canalisations d'extraction.

b) Décanteurs longitudinaux rectangulaires

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage :

- les décanteurs à pont racleur
- les décanteurs à chaînes.

Les ponts racleurs se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contrecourant. 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 parallèles tournant le long des parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs, le puit des boues est situé à l'arrivée de l'effluent.

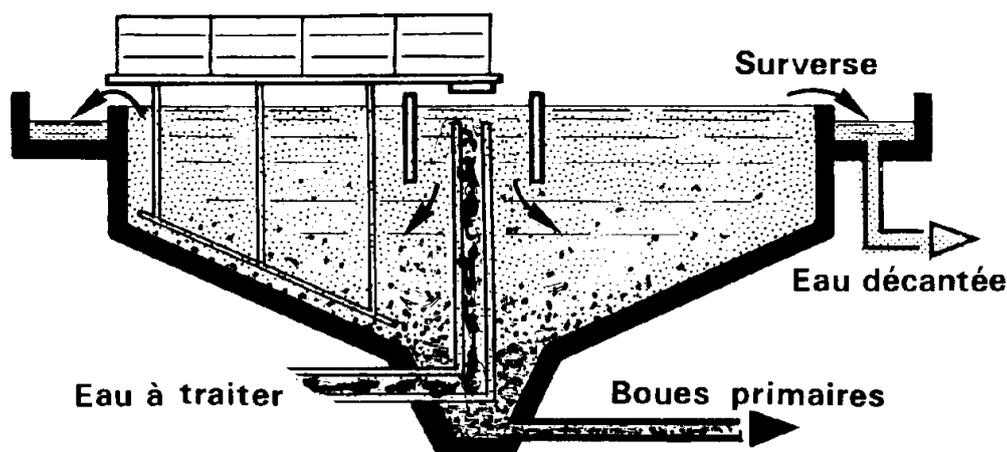


Figure IV.4 : Décanteur circulaire avec raclage de boues

IV.4.Traitements secondaires

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

On distingue deux types de traitement à savoir : un traitement physico-chimique et un traitement par voie biologique.

IV.4.1.Traitement physico-chimique

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

Ce procédé trouve son application dans le cas de rejet en mer, dans les communes à fortes variations saisonnières de population, en zone de montagne et pour le traitement spécifique d'effluents industriels (présence des matières toxiques). Le traitement se déroule en 4 phases :

IV.4.1.1.Coagulation

La coagulation a pour but principal de déstabiliser les particules en suspension, c'est-à-dire de faciliter leur agglomération. En pratique, ce procédé est caractérisé par l'injection et la dispersion rapide de produits chimiques.

IV.4.1.2.Floculation

Après la coagulation c'est la floculation ; elle va permettre grâce à l'ajout d'une solution de floculant (en général un polymère) une agglomération des particules colloïdales, cette étape va permettre la favorisation de la décantation.

Ensemble coagulation –floculation permettra une clarification plus facile en ce qui concerne l'élimination des particules en suspension de très petite taille. (**HADJRABAH, 2005**).

IV.4.1.3. Neutralisation

Elle a pour objet de modifier le pH d'une eau résiduaire pour l'amener à une valeur déterminée pour favoriser un traitement ultérieur ou permettre le rejet dans un milieu récepteur. Il s'agit d'une opération dans laquelle on ajoute à une eau à caractère basique ou acide une quantité suffisante soit d'acide soit de base, de manière à réaliser un échange protonique complet entre les deux constituants. L'introduction automatique du réactif dans le milieu réactionnel est asservie à une chaîne de régulation de pH.

IV.4.1.4.Décantation

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux. Elle pour but d'éliminer les particules en suspension

dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules sont en général des particules de floc.

Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement.

IV.4.2. Traitement biologique

Il permet la réduction de la pollution dissoute par l'action d'une masse bactérienne soit en suspension (culture libre), soit fixée sur un support (culture fixée).

Les procédés d'épuration biologiques sont utilisés lorsque les éléments à éliminer sont sous forme soluble ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégés par les prétraitements et traitements physiques sauf au prix d'un conditionnement physico-chimique complémentaire. Ils permettent de faire passer les éléments présents sous formes soluble ou colloïdales en éléments floculables et de constituer des agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses. La dégradation biologique s'accomplit en deux phases simultanées.

- Une phase d'adsorption, très rapide, au cours de laquelle les substances organiques s'absorbent sur la membrane extérieure des cellules.
- Une phase d'oxydation, plus lente, au cours de laquelle a lieu l'oxydation des matières organiques en produits de décomposition tels que CO_2 et H_2O . (GAÏD, 1984)

Selon le mode de nutrition, les bactéries se classent en deux catégories:

- Les bactéries autotrophes, qui sont capables de faire la synthèse des éléments organiques de leur propre substance à partir des sels minéraux et de l'énergie lumineuse
- Les bactéries hétérotrophes, utilisent par contre les substances organiques se trouvant dans le milieu pour la synthèse cellulaire.

Selon le mode de respiration, les bactéries se classent en deux catégories

- Les bactéries aérobies
- Les bactéries anaérobies

Les bactéries responsables de dépuration sont donc hétérotrophes aérobies. La vitesse de dégradation dépend de plusieurs paramètres tels que la quantité d'oxygène, la masse totale de micro-organismes, la température et surtout la nature des substances à traiter. En effet, de nombreuses substances (alcools, phénols, sucres, acide aminés, acides organiques) sont très

rapidement dégradées alors que d'autres (hydrocarbures chlorés, acides humiques) le sont plus lentement.

Parmi les traitements biologiques, on distingue les procédés biologiques extensifs et intensifs.

IV.4.2.1. Techniques intensives classiques

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 :

- Boues activées.
- Lits bactériens et disques biologiques.
- Techniques de biofiltration ou filtration biologique accélérée.

IV.4.2.1.1. Boues activées

Le principe de boues activées réside dans une intensification des processus d'autoépurations que l'on rencontre dans les milieux naturels.

Le procédé des boues activées consiste à mélanger et à agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquides, bactériologiquement très actives la dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des microorganismes épurateurs et de l'effluent à traiter ensuite, les phases « eau épurées » et « boues épuratrices » sont séparées

Une installation de ce type comprend les étapes suivantes :

- Les traitements préliminaire et, éventuellement, primaire ;
- Le bassin d'activation (ou bassin d'aération) ;
- Le décanteur secondaire avec reprise d'une partie des boues ;
- L'évacuation des des eaux traitées ;
- Les digesteurs des boues en excès provenant des décanteurs .

On va détailler ce type de procédés d'épuration dans le Chapitre qui suit

IV.4.2.1.2.Lit bactérien

Procédé de traitement biologique aérobie à culture fixée. Les micro-organismes se développent sur un matériau support régulièrement irrigué par l'effluent à traiter. Cette filière consiste à alimenter en eau, préalablement décantée, un ouvrage contenant une masse de matériau (pouzzolane ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y

forment un film biologique responsable de l'assimilation de la pollution. Le film biologique se décroche au fur et à mesure que l'eau percole. En sortie du lit bactérien, est recueilli un mélange d'eau traitée et de biofilm.

Ce dernier est piégé au niveau d'un décanteur secondaire sous forme de boues et l'eau traitée rejoint le milieu naturel. La recirculation des boues vers le décanteur-digesteur est essentielle. Les eaux usées sont réparties sur la partie supérieure du lit dans la majorité des cas, au moyen d'un distributeur rotatif (sprinkler). La satisfaction des besoins en oxygène est obtenue par voie naturelle ou par aération forcée.

Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire aux bactéries aérobies pour les maintenir en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes sont assimilées par les micro-organismes formant le film biologique. Celui-ci est constitué de bactéries aérobies à la surface et de bactéries anaérobies en profondeur. Les sous produits et le gaz carbonique normalement produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides ou gazeux. Les boues excédentaires qui se décrochent naturellement du support sous l'effet de la charge hydraulique sont séparées par décantation secondaire

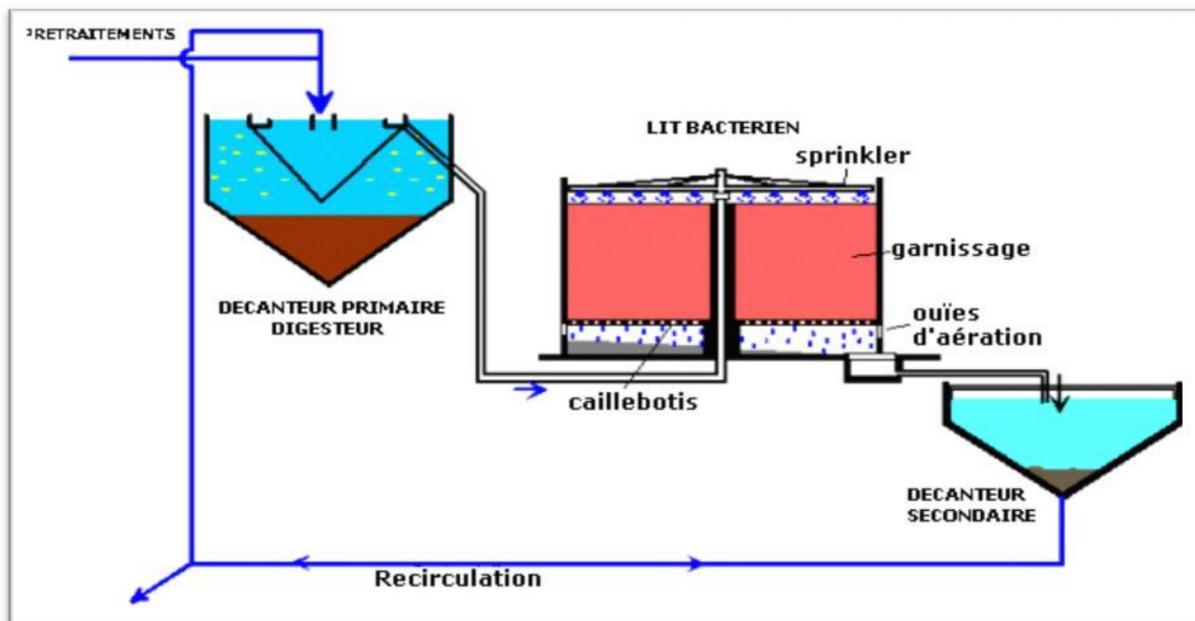


Figure IV.5 : lit bactérien

IV.4.2.1.3. Disques biologiques

Procédé de traitement biologique aérobie à biomasse fixée. Les supports de la microflore épuratrice sont des disques partiellement immergés dans l'effluent à traiter et animés d'un mouvement de rotation lequel assure à la fois le mélange et l'aération. Les microorganismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques. Les

disques sont semi-immergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée. L'effluent est préalablement décanté pour éviter le colmatage du matériau support. Les boues qui se décrochent sont séparées de l'eau traitée par clarification. L'unité de disques biologiques est constituée de disques en plastique rotatifs montés sur un arbre dans un bassin ouvert rempli d'eaux usées.

Les disques tournent lentement dans le bassin et lorsqu'ils passent dans les eaux usées, les matières organiques sont absorbées par le biofilm fixé sur le disque rotatif. L'accumulation de matières biologique sur les disques en augmente l'épaisseur et forme une couche de boues. Lorsque les disques passent à l'air libre, l'oxygène est absorbé, ce qui favorise la croissance de cette biomasse. Quand cette dernière est suffisamment épaisse (environ 5 mm) une certaine quantité se détache et se dépose au fond de l'unité.

L'alternance de phases de contact avec l'air et l'effluent à traiter, consécutive à la rotation du support permet l'oxygénation du système et le développement de la culture bactérienne. Lors de la phase immergée, la biomasse absorbe la matière organique qu'elle dégrade par fermentation aérobie grâce à l'oxygène atmosphérique de la phase émergée. Les matériaux utilisés sont de plus en plus légers (en général du polystyrène expansé) et la surface réelle développée de plus en plus grande (disque plat ou alvéolaire). (**Commission Européenne, 2001**)

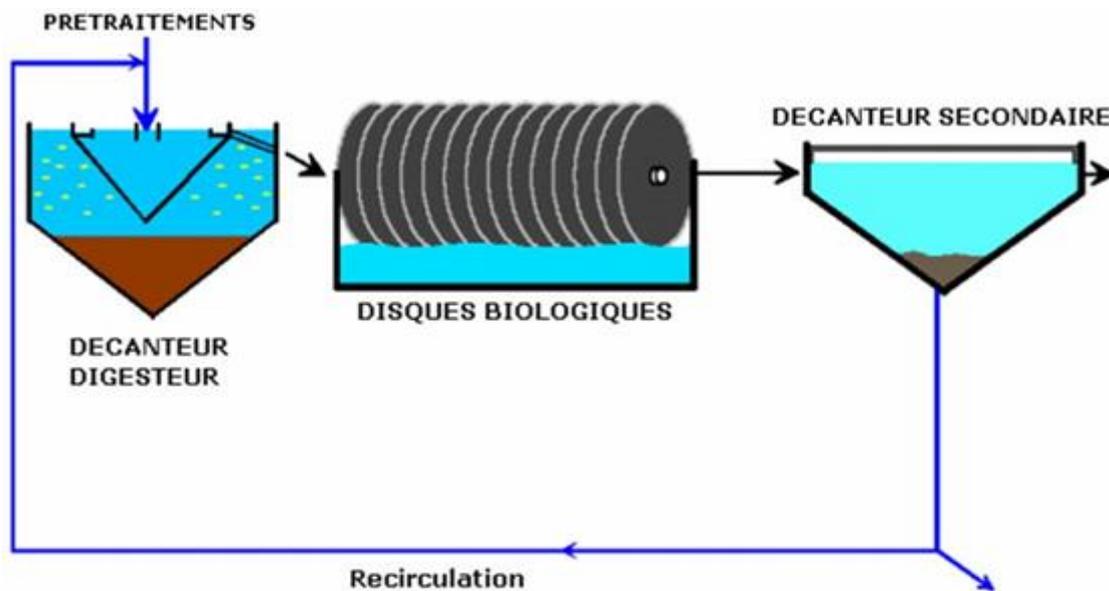


Figure IV.6 : Disque biologique

D'autres procédés à cultures fixées, tels que les biofiltres, sont plutôt adaptés aux plus grandes collectivités bénéficiant de gros moyens techniques et humains et souffrant d'une pression foncière très élevée.

IV.4.2.1.4. Avantages et inconvénients des différentes filières intensives

Tableau IV.3 : Avantages et inconvénients des différentes filières intensives

Les différentes filières intensives	Avantage	Inconvénient
Lit bactérien et disque biologique	<ul style="list-style-type: none"> -Faible consommation d'énergie ; -Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées ; -Bonne décantabilité des boues ; -Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées ; -Généralement adaptés pour les petites collectivités ; -Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> -Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées , -Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20% par rapport à une boue activée) ; -Nécessité de prétraitements efficaces ; -Sensibilité au colmatage ; -Ouvrage de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.
Boue activée	<ul style="list-style-type: none"> -Bonnes performances pour l'ensemble des paramètres -Élimination importante de l'azote global par syncopage de l'aération -Élimination possible du phosphore par voie chimique -Relative résistance aux à-coups de charge -Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. -Boues légèrement stabilisées 	<ul style="list-style-type: none"> -Nécessité d'une exploitation attentive réalisée par un personnel ayant suivi une formation adéquate ; -Coûts d'investissement assez importants ; -Consommation énergétique importante ; -Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ;

		-Sensibilité aux surcharges hydrauliques ; -Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser ; -Forte production de boue qu'il faut concentrer ; -Nécessité de limitation stricte du débit maximum admissible en traitement.
--	--	---

IV.4.2.2. Techniques extensives ou naturelles

Les techniques dites extensives sont des procédés qui réalisent l'épuration à l'aide de cultures fixées sur support fin ou encore à l'aide de cultures libres mais utilisant l'énergie solaire pour produire de l'oxygène par photosynthèse.

Le fonctionnement de ce type d'installation sans électricité est possible, excepté pour le lagunage aéré pour lequel un apport d'énergie est nécessaire pour alimenter les aérateurs ou les matériels d'insufflation d'air.

Ces techniques se distinguent aussi des techniques évoquées précédemment par le fait que les charges surfaciques appliquées restent très faibles. On distingue :

- Cultures fixées :
 - Infiltration-percolation ;
 - Filtre planté à écoulement vertical ;
 - Filtre planté à écoulement horizontal.
- Cultures libres :
 - Lagunage naturel ;
 - Lagunage à macrophyte ;
 - Lagunage aéré.
- Systèmes mixtes

IV.4.2.2.1. Cultures fixées sur support fin

Les procédés d'épuration à culture fixées sur support fin consistent à faire ruisseler l'eau à traiter sur plusieurs massifs indépendants.

Les deux principaux mécanismes sont

a. 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)

b. 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 ;
- une diffusion de l'oxygène depuis la surface des filtres et les cheminées d'aération, vers l'espace poreux.

1. L'infiltration-percolation sur sable

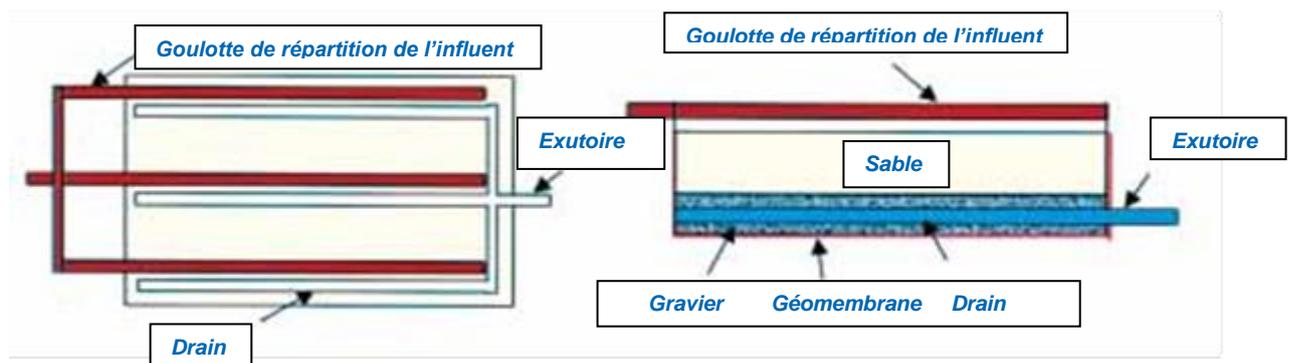


Figure IV.7 : Infiltration-percolation étanchée et drainée.

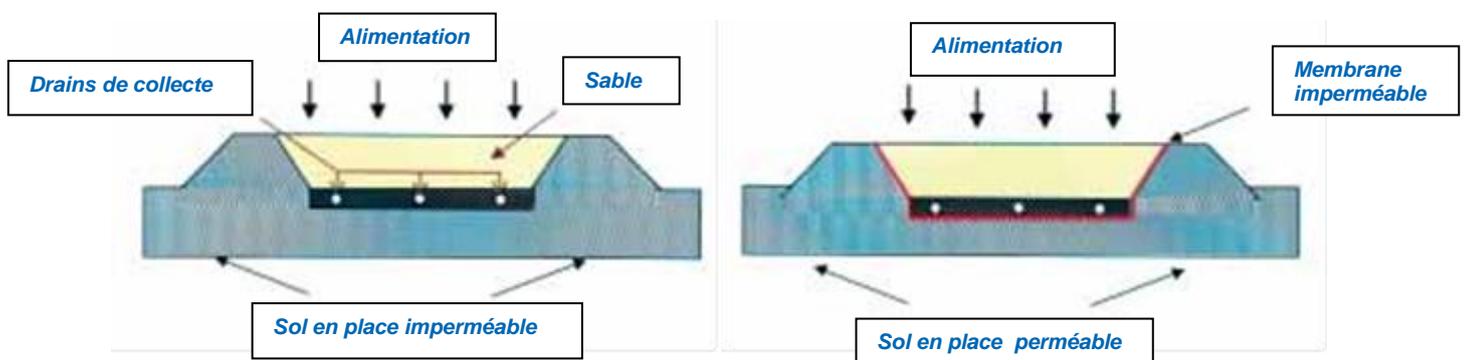


Figure IV.8 : système drainé

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.

Tableau IV.4 : Avantages et inconvénients de la technique d'Infiltration-percolation

Avantages techniques	Inconvénients techniques
<ul style="list-style-type: none"> -excellents résultats sur la DBO₅, la DCO, les MES ; -nitrification poussée ; -superficie nécessaire bien moindre que pour un lagunage naturel ; -capacité de décontamination intéressante. 	<ul style="list-style-type: none"> -nécessité d'un ouvrage de décantation primaire efficace ; -risque de colmatage à gérer (d'où l'importance de l'emploi d'un sable "lavé" et de bonne granulométrie) ; -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 ; -adaptation limitée aux surcharges hydrauliques.

2. 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. Il s'écoule en son sein 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 ;
- d'un second étage de filtres verticaux.

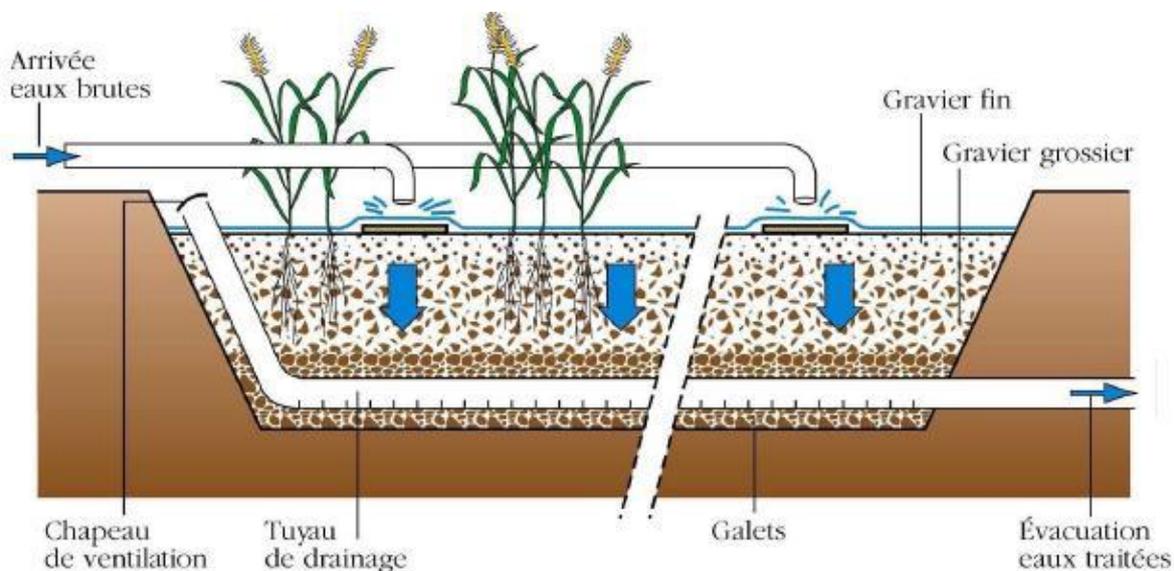


Figure IV.9 : coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical

Tableau IV.5 : Avantages et inconvénients de la technique du filtre à écoulement vertical

Avantages techniques	Inconvénients techniques
<ul style="list-style-type: none"> -Facilité et faible coût d'exploitation. -Aucune consommation énergétique si la topographie le permet ; -Possibilité de traiter des eaux usées domestiques brutes ; -Gestion réduite au minimum des boues ; -Bonne adaptation aux variations saisonnières de population. 	<ul style="list-style-type: none"> -Exploitation régulière, fauchage annuel de la partie aérienne des roseaux, désherbage manuel avant la prédominance des roseaux ; -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 s'envisager 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 ;

	-Risque de présence d'insectes ou de rongeurs.
--	--

3. 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.

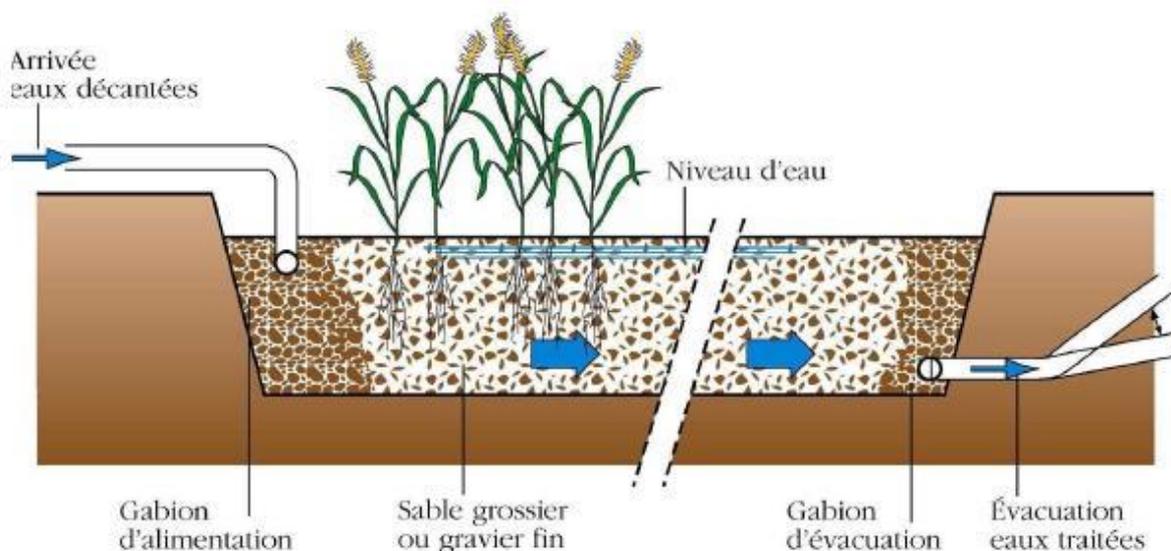


Figure IV.10 : Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal

Tableau IV.6 : Avantages et inconvénients de la technique du filtre à écoulement horizontal

Avantages techniques	Inconvénients techniques
-Faible consommation énergétique : ne nécessite pas une pente importante pour l'écoulement par gravité ; -Aucune nécessité d'une qualification poussée pour l'entretien ; -Bonne réaction aux variations de charge.	-L'emprise au sol est importante ; -Une installation pour des tailles d'environ 4.000 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.

IV.4.2.2.2.Cultures libres

Le processus d'épuration par "cultures libres" repose sur le développement d'une culture bactérienne, de type aérobie principalement. L'oxygène provient de diverses sources selon les filières.

1.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. Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée.

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. 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.

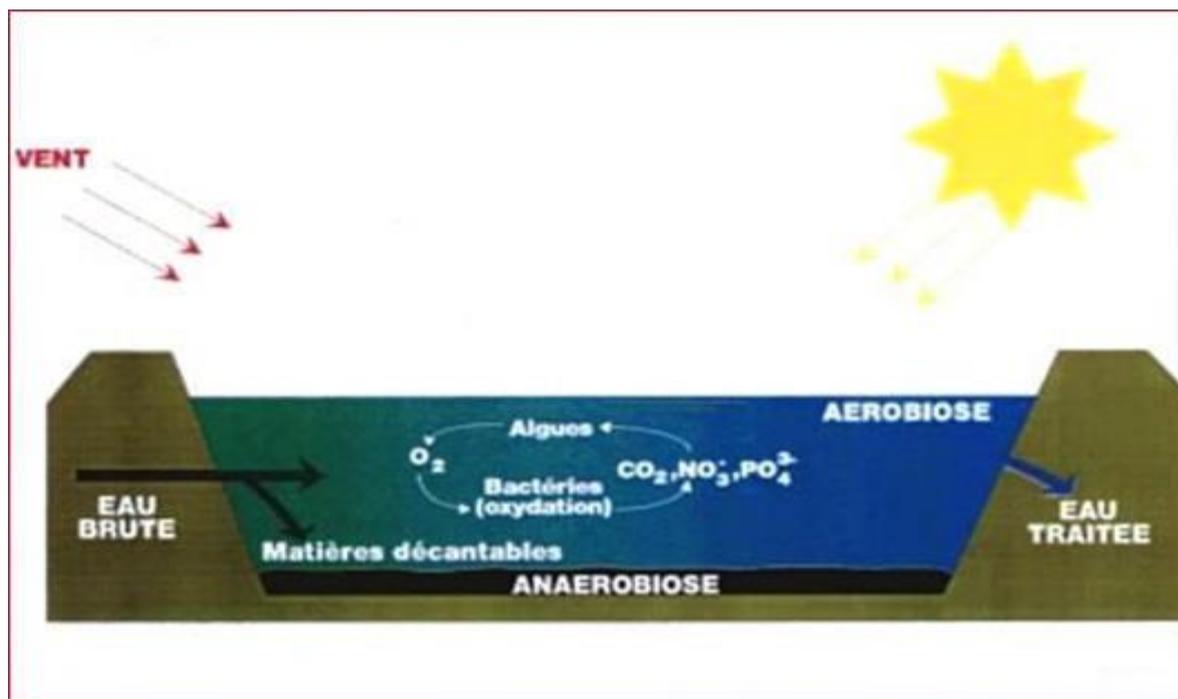


Figure IV.11 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel

Tableau IV.7 : Avantages et inconvénients des bassins de lagunage naturel

Avantages techniques	Inconvénients techniques
<ul style="list-style-type: none"> -Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ; -L'exploitation reste légère, mais si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement ; -Elimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été) ; -Très bonne élimination des germes pathogènes en été (4-5 logs), bonne en hiver (3 logs) ; -S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique ; -Pas de construction "en dur", le génie civil reste simple ; -Bonne intégration paysagère ; 	<ul style="list-style-type: none"> -Forte emprise au sol ; -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 ; -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. -Qualité du rejet variable selon les saisons.

<p>-Absence de nuisance sonore ;</p> <p>-Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole.</p>	
--	--

2.Lagunage à macrophytes :

Les lagunes à macrophytes reproduisent des zones humides naturelles comportant une tranche d'eau libre, tout en essayant de mettre en valeur les intérêts des écosystèmes naturels. Elles sont peu utilisées en Europe, mais sont souvent réalisées pour des traitements tertiaires à la suite de lagunage naturel, de lagunes facultatives ou de lagunage aéré aux Etats-Unis. Cette filière est généralement utilisée en vue d'améliorer le traitement (sur les paramètres DBO5 ou MES) ou de l'affiner (nutriments, métaux,..). Cependant l'utilisation d'une lagune de finition à microphytes permettra d'obtenir de meilleurs rendements et sera plus commode d'entretien.

3.Lagunage aéré :

a.Description générale :

L'oxygénation est, dans le cas du lagunage aéré, apportée mécaniquement par un aérateur de surface ou une insufflation d'air. Ce principe ne se différencie des boues activées que par l'absence de système de recyclage des boues ou d'extraction des boues en continu. La consommation en énergie des deux filières est, à capacité équivalente, comparable (1,8 à 2 kW/kg DBO5 éliminée).

b.Grands mécanisme en jeu :

Dans l' **étage d'aération**, les eaux à traiter sont en présence de micro-organismes qui vont consommer et assimiler les nutriments constitués par la pollution à éliminer. Ces micro-organismes sont essentiellement des bactéries et des champignons (comparables à ceux présents dans les stations à boues activées).

Dans l' **étage de décantation**, les matières en suspension que sont les amas de micro-organismes et de particules piégées, décantent pour former les boues. Ces boues sont pompées régulièrement ou enlevées du bassin lorsqu'elles constituent un volume trop important. Cet étage de décantation est constitué d'une simple lagune de décantation, voire, ce qui est préférable, de deux bassins qu'il est possible de by-passer séparément pour procéder à leur curage.

En lagunage aéré, la population bactérienne sans recirculation conduit :

- à une densité de bactéries faible et à un temps de traitement important pour obtenir le niveau de qualité requis ;
- à une floculation peu importante des bactéries, ce qui contraint à la mise en place d'une lagune de décantation largement dimensionnée.

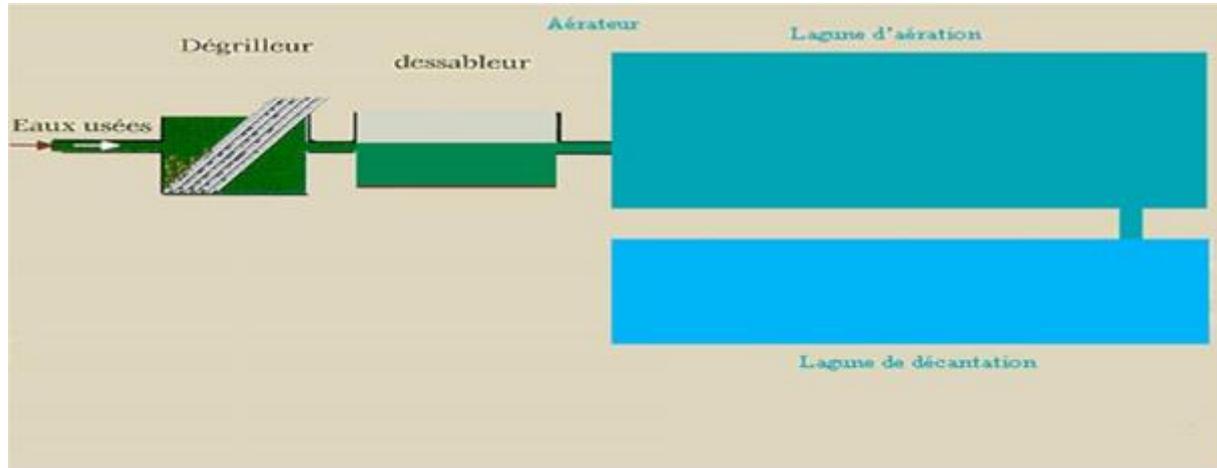


Figure IV.12 :schéma de principe d'un lagunage aéré.

Tableau IV.8 : Avantages et inconvénients des bassins de lagunage aéré

Avantages techniques	Inconvénients techniques
-variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; -effluents très concentrés ; -effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées) ; -traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables ; -bonne intégration paysagère ; -boues stabilisées ; -curage des boues tout les deux ans.	-rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; -présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé ; -nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ; -forte consommation énergétique.

IV.4.2.2.3. systèmes combinés (association des filières extensives-cultures libre ou fixées) :

Libres ou fixées, en série ou en parallèle, est parfois mise en œuvre pour permettre d'adapter le traitement à un but spécifique (qualité du rejet, intégration des eaux de pluie, influent particulier...).

L'usage de filtres verticaux et horizontaux en série semble être une solution intéressante pour permettre un traitement plus poussé de l'azote et du phosphore suivant le type de support utilisé. Un premier étage de filtres verticaux permet une bonne réduction des MES, de la DBO5 ainsi qu'une nitrification quasi complète. Un second étage de filtres horizontaux affine le traitement sur les MES et la DBO5, et permet une dénitrification ainsi qu'une adsorption du phosphore si le support choisi comporte de bonnes caractéristiques.

Des configurations plus complexes sont souvent utilisées pour affiner des traitements secondaires ou tertiaires.

Après des traitements de type lagune aérée ou lagunage naturel, des lagunes à macrophytes émergents permettraient de s'affranchir du risque de rejets temporaires de qualité médiocre.

Lorsque la gamme de population atteint une valeur proche de 4.000 EH, il convient de bien comparer les coûts d'investissement et de gestion avec des procédés réputés plus intensifs. Les contraintes de gestion dues à des surfaces importantes ne sont pas à négliger.

Conclusion

La connaissance des différentes techniques d'épuration est primordiale dans un projet de conception d'une station d'épuration afin de bien choisir le procédé à adopter et d'aboutir par la suite à des meilleures performances épuratoires.

Aussi, pour améliorer les traitements et les rendements d'épuration ainsi que leur efficacité, un effort constant de recherche est réalisé pour mettre au point de nouveaux procédés de traitements. L'élimination des nuisances diverses engendrées par les traitements des eaux usées constitue un autre domaine de recherche. La réduction des mauvaises odeurs, la diminution du bruit et l'intégration des stations d'épuration dans le paysage participent aussi à la protection de l'environnement.

Chapitre **V**

Traitement des boues de STEP

Chapitre V: Traitement des boues des STEP

V.1.Introduction

Les éléments polluants et leurs produits de transformation retirés de la phase liquide au cours de tout traitement d'eau, quelle qu'en soit la nature, se trouvent finalement rassemblés dans la très grande majorité des cas dans des suspensions plus ou moins concentrées dénommées "boues".

Le caractère commun de toutes ces boues est de constituer un déchet encore très liquide, de valeur généralement faible ou nulle. Certaines d'entre elles sont chimiquement inertes, mais celles qui proviennent de traitements biologiques sont souvent fermentescibles et nauséabondes.

V.2.But du traitement des boues en station d'épuration

Le principal objectif du traitement des boues en station d'épuration est d'en réduire le volume pour limiter les quantités à stocker (voire à épandre), et de les stabiliser pour en améliorer les caractéristiques physiques (amélioration de leur tenue en tas) et arrêter la biodégradation dont elles sont le lieu. En effet, leur forte teneur en eau (99 %) et les fortes populations bactériennes qui s'y retrouvent en font un bouillon de culture favorable à la dégradation de la matière organique fraîche et très fermentescible qu'elles contiennent, avec production de mauvaises odeurs. Outre la teneur en éléments-traces (liée à la présence de matières minérales dissoutes ou insolubles), la siccité est un paramètre fondamental de la caractéristique des boues : elle s'exprime en tonnages de Matière Sèche (MS).

V.3.Origine des boues résiduelles

L'appellation des différents types de boues résulte de la combinaison de plusieurs critères :

- nature de l'effluent (Urbain, laiterie, abattoir, papeterie,...etc.).
- caractéristique du traitement des eaux (primaire, physico-chimique, biologique),
- procédé de stabilisation (aérobie, anaérobie, chaulage, compostage),
- état physique des boues (liquide, pâteux, solide, pulvérulent, granulé),
- type de matériel de déshydratation (filtre-presse, centrifugeuse, table d'égouttage,...etc.).

L'ensemble des combinaisons possibles montre qu'il existe en théorie un grand nombre de types de boues. Toutefois, les principaux types de boues dans une station d'épuration sont les suivants :

V.3.1. Boues primaires

Elles résultent de la simple décantation physique des matières en suspension contenues dans les eaux usées brutes. Elles ne sont pas stabilisées.

Elles sont riches en matières minérales et contiennent des matières organiques susceptibles d'évolution. Elles présentent des concentrations élevées. Elles sont obtenues dans les décanteurs digesteurs ou dans les décanteurs primaires des stations d'épuration par boues activées. **(ROGER, 1990)**

V.3.2. Boues physico-chimiques

Variante des boues primaire, sont obtenues par l'adjonction de réactifs (sels de fer, d'aluminium ...) visant à coaguler la fraction colloïdale des matières contenues dans les eaux usées. Présentant des concentrations assez élevées, elles nécessitent une stabilisation et posent des problèmes spécifiques de destination finale du fait des ajouts de réactifs, et plus particulièrement de sels métalliques. **(ROGER, 1990)**

V.3.3. Boues secondaires

Elles proviennent d'une épuration biologique des eaux (boues activées, disques biologiques, lits bactériens...). Ces boues, de concentrations médiocres (10 g/l), sont très organiques car elles sont principalement constituées de corps bactériens. **(PHILIPPE DUCHENE, FNDAE n°22 Document technique)**

V.3.4. Boues mixtes

C'est le mélange de boues secondaires avec les boues primaires. Les boues mixtes sont celles qui sont issues de la quasi-totalité des filières de traitement complètes.

V.4. Caractéristiques des boues

Les boues urbaines sont essentiellement composées des :

- **éléments fertilisants** : les boues sont riches en matières organiques (phosphore, azote).
- **éléments indésirables**
 - Des éléments traces minéraux : ils sont constitués en majorité des métaux tels que le cuivre, le zinc, le calcium ... etc. Certains de ces éléments occupent une place essentielle à faibles concentrations dans l'organisme (Oligo-éléments), mais deviennent généralement toxiques au-delà d'un certain seuil.
 - Des micro-organismes pathogènes : virus, bactéries, protozoaires, et les champignons.

Ils sont notamment présents dans les matières fécales rejetées dans les réseaux d'eaux usées et donc inévitablement présents dans les boues brutes.

- Des micropolluants organiques : les substances les plus fréquemment considérées sont HPA (Hydrocarbures Polycycliques Aromatiques) et les PCB (Polychlorobiphényles) car ils sont particulièrement persistants. Les composés suivants entrent aussi dans cette catégorie : pesticides, résidus de médicaments.

V.4.1.Siccité d'une boue

La boue est essentiellement constituée d'eau et de matières sèches (MS). Le pourcentage d'eau représente l'humidité ; le pourcentage de matières sèches la siccité. Ainsi une boue à 10 % de siccité présente une humidité de 90 %.

V.4.2.Taux de Matières Volatiles Sèches

Les matières sèches (MS) sont composées de matières minérales (MM) et de matières organiques appelées matières volatiles sèches (MVS). La concentration des MVS est généralement exprimée en pourcentage par rapport aux MS : on parle de taux de MVS. Le contrôle de ce paramètre permet de suivre la stabilité de la boue.

V.4.3.Consistance de la boue

La consistance de la boue est un critère essentiel pour le stockage, l'homogénéisation, la manutention, l'enfouissement, etc. La consistance de la boue est liée à son état physique.

V.5.Etapes de traitement des boues en station d'épuration

Les boues se présentent au départ sous forme liquide et avec une forte charge en matière organique hautement fermentescible. Ces deux caractéristiques sont gênantes quelle que soit la destination des boues et imposent la mise en place d'une filière de traitement .

V.5.1.Epaississement

Il s'agit de la première étape de traitement des boues, qui s'opère en général avant le mélange des boues issues des différentes étapes d'épuration des eaux usées (boues primaires, secondaires, et éventuellement tertiaires). Cette étape peut être précédée de l'ajout de flocculant organiques de synthèse (poly électrolytes) ou minéraux (chaux, sels de fer ou d'aluminium), afin de faciliter la séparation des phases solide et liquide des boues, L'épaississement consiste à laisser s'écouler les boues par gravitation à travers un silo placé au-dessus d'une table d'égouttage ou d'une toile semi-perméable. Autre technique de concentration : la flottation, basée sur l'injection de gaz dans les boues, ce qui sépare les phases liquides et solides par différence de densité. En sortie, les boues sont encore liquides avec une siccité de 4 à 6 %.

Cette étape présente de nombreux avantages tels que :

- Amélioration du taux de réduction des matières organiques.
- Amélioration des rendements des dispositifs de déshydratation et de séchage.
- Soulage les décanteurs primaires et évite tout risque de fermentation des boues.

V.5.1.1.Épaississement par gravitation

Cette technique consiste à introduire la suspension boueuse dans un ouvrage appelé épaississeur de façon à permettre une concentration des boues au fond de l'ouvrage. Une fois concentrées, les boues sont retirées de l'appareil et alimentent les autres maillons de la chaîne de traitement.

Ce type de dispositif possède un système de mécanisation permettant le recyclage et l'agitation lente du processus. (AMORCE, 2012)

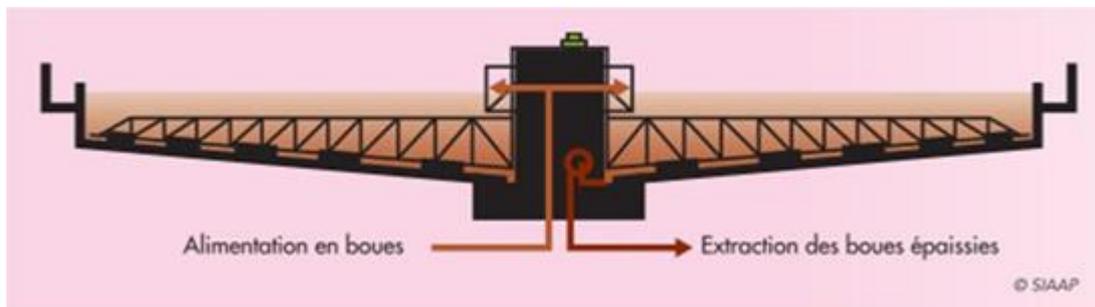


Figure V.1 : Schéma du principe d'un épaississement gravitaire.

V.5.1.2.Épaississement dynamique

- **Épaississement par flottation**

Cette technique consiste à diminuer la masse apparente de la boue par adsorption de fines bulles de gaz et d'en provoquer l'entraînement vers la surface. (AKROUR, 2005)

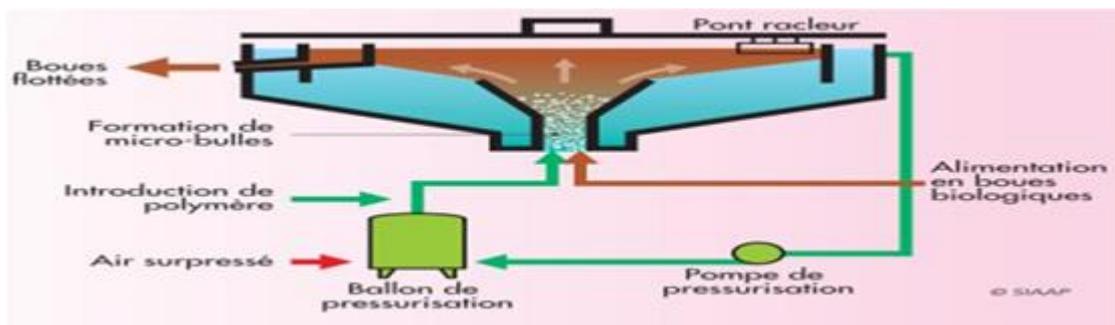


Figure V.2: Épaississement par flottation .

- **Egouttage**

Cette technique est en général utilisée pour des petites STEP et avec des boues biologiques d'aération prolongée (5 à 10 g/l). Elle permet une réduction du volume de boues de l'ordre de 6 à 7 (siccité de l'ordre de 5 - 8 %). Souvent, la grille d'égouttage est associé à une déshydratation sur filtre bande.

- **Centrifugation**

Cette technique, comparable à la flottation, est en général utilisée pour des boues biologiques ou de traitements tertiaires physico-chimiques. Elle est en général utilisée pour des STEP moyennes (20 à 100 000 Eq.Hab) ou dans des STEP compactes. Ce procédé est onéreux en investissement et en exploitation mais assure une excellente maîtrise des nuisances olfactives

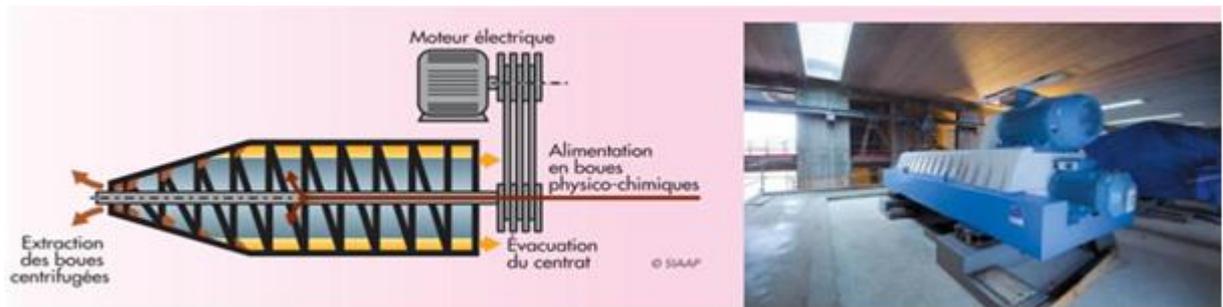


Figure V.3: Epaissement par Centrifugation

V.5.2.Stabilisation

Cela consiste à diminuer le caractère fermentescible des boues et ainsi, notamment, de supprimer les mauvaises odeurs. Les traitements de stabilisation des boues s'appliquent aux boues mixtes fraîches ou uniquement aux boues de traitement secondaire des eaux usées. Ils sont de nature biologique, chimique ou thermique.

V.5.2.1.Stabilisation biologique

Elle s'opère selon deux voies biologiques possibles : aérobie (en présence d'oxygène) et anaérobie (en l'absence d'oxygène). La stabilisation aérobie consiste à mettre les boues dans des bassins d'aération dits aussi bassins de stabilisation aérobie.

En sortie, les boues sont dites « aérobies » ou « stabilisées aérobies ». Le compostage est un mode de stabilisation aérobie des boues, le plus souvent après déshydratation. Il s'agit souvent d'un traitement de stabilisation biologique complémentaire, destiné à la fabrication d'un produit : le compost. Cependant, il constitue le seul mode de stabilisation des boues primaires et secondaires issues d'un traitement physico-chimique des eaux usées.

La stabilisation anaérobie concerne surtout les installations de plus de 100.000 EH. Elle consiste à mettre dans des digesteurs les boues directement issues de la décantation primaire de la filière de traitement des eaux usées, et à les porter à haute température (de 50 à plus de 100°C) afin d'en éliminer bactéries et virus. Stabilisées avec 30 à 60 % de quantités de matière organique en moins, en sortie, les boues sont dites « anaérobies », « stabilisées anaérobies » ou « digérées ».

Elles présentent une siccité pouvant aller au-delà de 20 à 30 %. Ces procédés de digestion anaérobie, appelés aussi méthanisation, s'accompagnent de la production de biogaz riche en méthane (65%) et en dioxyde de carbone (35%), avec des concentrations faibles d'hydrogène sulfuré saturé en eau. La récupération et la valorisation de ce biogaz (sous forme de chaleur, d'électricité, de combustible ou de carburant) représente un des postes permettant de réduire l'empreinte environnementale de la filière boue.

Par ailleurs, La digestion aérobie conventionnelle présente plusieurs avantages sur la digestion anaérobie classique

- L'opération des digesteurs aérobies est plus simple que celle des digesteurs anaérobies, de même, moins de problèmes d'instabilité sont constatés;
- De plus, une plus grande partie de la valeur fertilisante des boues est conservée lors du traitement par voie aérobie en comparaison au traitement anaérobie;
- La digestion aérobie requiert une moins grande concentration de boues pour opérer, ceci permettant d'éviter la nécessité d'une étape d'épaississement;
- Finalement, les coûts en capitaux pour la construction des digesteurs aérobies sont moins élevés que pour les digesteurs anérobies.

Il faut toutefois considérer que la digestion aérobie classique présente quelques désavantages par rapport à la digestion anaérobie:

- Les coûts d'opération des digesteurs aérobies sont forts élevés, en raison de la grande demande énergétique occasionnée par l'aération des bassins;
- Aucune récupération énergétique ne résulte du procédé de digestion aérobie, alors que le méthane produit lors de la digestion anaérobie est utilisé, permettant ainsi de diminuer les coûts d'opération;
- La performance de la digestion aérobie est très dépendante de la température, donc des conditions climatiques. (**ROGER, 1990**)

V.5.3. Conditionnement

Le conditionnement a pour but la rupture de la stabilité colloïdale des boues et faciliter l'évacuation de l'eau libre. Il existe deux méthodes de conditionnement : conditionnement minéral (ajout de chaux et du FeCl_3) et conditionnement organique (ajout de polymère généralement cationique).

V.5.4. Déshydratation

La déshydratation permet de diminuer la teneur en eau des boues, et d'atteindre en sortie une siccité allant de 15 à 40%, variable selon la filière de traitement des eaux, la nature des

boues et la technique de déshydratation utilisée. Elle s'opère sur un mélange de boues primaire, secondaire voire tertiaire.

La déshydratation des boues est réalisée de deux manières :

- par des procédés naturels
- par des procédés mécaniques.

V.5.4.1. Déshydratations naturelle

Le séchage des boues sur des lits de sable s'effectue en deux temps :

- Dans un premier temps, se fait une filtration de l'eau à travers le support, par des forces à très faible pression qui sont essentiellement des forces gravitaires. L'eau est recueillie par un système de drains disposés à la base du lit. Le temps de cette première phase est relativement rapide puisqu'il est de 1 jour pour les boues primaires et de 4 -5 jours pour un mélange de boues primaires et de boues secondaire.

- Dans un deuxième temps, a lieu l'évaporation de l'eau liée, en faisant appel à des forces extérieures comme les conditions météorologiques. L'apparition de fissures augmente la surface de contact avec l'atmosphère qui se traduit par une évaporation plus intense.

Cette deuxième phase dépend de divers facteurs tels que la température, l'humidité relative de l'air au contact de la boue et de l'épaisseur de la boue. **(HOULI, 1990)**

A- Lit de séchage

Le lit de séchage est composé d'une couche supérieure de sable de 10 cm (calibre 0,5 à 1,5 mm), et d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15 mm), et d'une couche inférieure de gros gravier (calibre 10 à 40 mm) reposant sur le bol imperméabilisé et soigneusement nivelé.

Des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés, avec une légère pente, dans la couche de base. Les boues épanchées liquides sur une épaisseur de 15 à 30 cm perdent d'abord une partie de leur eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues. **(HOULI, 1990)**

Certaines conditions doivent être respectées :

- Il ne faut jamais admettre de boues liquides sur un lit contenant des boues déjà sèches car l'égouttage ne peut pas avoir lieu.
- L'enlèvement des boues déshydratées, se réalise le plus souvent manuellement et nécessite de ce fait, un personnel permanent.

- Un mauvais fonctionnement des lits de séchage se répercute sur l'ensemble de la station ; si les lits ne sèchent pas convenablement, il apparaît aussitôt un excès de boues au niveau du digesteur, du bassin d'aération ou du décanteur.

- Lit planté des macrophytes

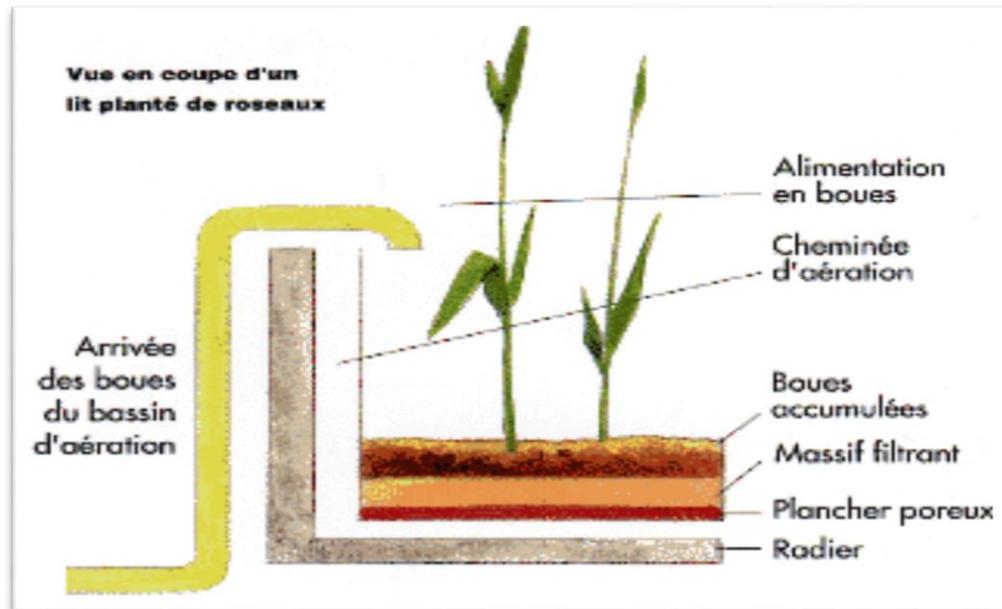


Figure V.4 : Coupe d'un lit planté de macrophytes

V.5.4.2. Déshydratations mécanique

Les mécanismes principaux de la déshydratation mécanique sont:

- la filtration sous vide.
- la filtration sous pression.
- les filtres à bande.

a. Filtration sous vide

La boue préalablement conditionnée alimente en continu une auge dans laquelle est en partie immergé un tambour recouvert d'une toile filtrante. Ce tambour est constitué de compartiments étanches qui seront alternativement soumis à une pression atmosphérique.

La dépression, effective sur les 2/3 de la surface filtrante, permet de constituer un film épais de boue sur la toile lors de l'immersion du tambour, puis l'essorage du gâteau après son émergence. Le retour à la pression atmosphérique correspond aux phases successives de décharge de la boue déshydratée et de rinçage de la toile par une eau sous pression. (HADJRABAH, 2004)

b. Filtres sous pression

Cette technique permet d'extraire l'eau libre et l'eau interstitielle contenue dans les boues. Les filtres sous-presse sont moins encombrants que les filtres sous vide. Le grand avantage du filtre- presse est qu'il est le seul dispositif permettant d'assurer une filtration sous forte pression et d'atteindre des siccités élevées. Les inconvénients sont la discontinuité de l'alimentation qui implique de prévoir un stockage de la matière première, la nécessité d'une main d'œuvre importante pour le nettoyage des plaques et le remplacement des toiles. (HOU-LI, 1990)

c. Filtres à bande

Cette technique consiste à déshydrater les boues entre une bande presse et une bande filtrante. La boue subit trois traitements successifs : floculation, égouttage, et compression. Il s'agit de fabriquer une boue floculée permettant un drainage rapide et une cohésion suffisante pour résister à la compression.

d. Centrifugation des boues

La centrifugation est une technique de séparation des phases liquides - solides dont le principe relève de la loi de la pesanteur et elle est basée sur l'action de la force centrifuge.

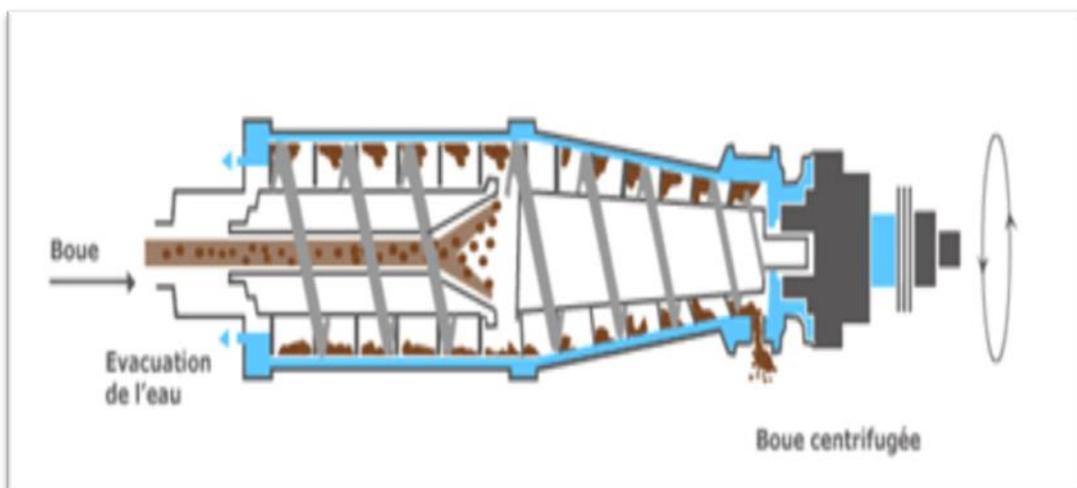


Figure V.5 : déshydratation par centrifugation

V.5.5. Séchage

Le séchage des boues est une déshydratation quasi-totale des boues par évaporation de l'eau qu'elles contiennent ; la réduction de volume qui en résulte est conséquente.

V.5.5.1. Séchage thermique

Il repose sur deux méthodes : directe et indirecte. Le séchage direct consiste en une évaporation des boues par convection, via un fluide caloporteur. Le séchage indirect repose quant

à lui en un échange de chaleur par conduction, via une paroi chauffée par un fluide caloporteur. En sortie, les boues se présentent sous forme de poudres ou de granulés, avec un taux de siccité pouvant atteindre 90 à 95 %. Ces deux procédés sont très énergivores : ils représentent un poste sur lequel il est possible de réduire l'empreinte environnementale de la filière boue, par exemple en mettant en place des boucles de récupération d'énergie.



Figure V.6 : Séchage thermique

V.6.Traitements d'hygiénisation

C'est un traitement qui réduit à un niveau non détectable les agents pathogènes présents dans la boue. Une boue est considérée comme hygiénisée quand, à la suite d'un traitement elle satisfait aux exigences définies préalablement.

L'hygiénisation des boues ne s'impose que dans certains contextes d'utilisation agricole. La plupart des boues épandues ne sont pas hygiénisées. En effet, la maîtrise du risque sanitaire repose de façon satisfaisante sur l'application de règles de bonnes pratiques.

Les traitements d'hygiénisation résultent souvent d'une conduite particulière des traitements de stabilisation des boues correctement chaulées, séchées thermiquement ou encore compostées peuvent être considérées comme des boues hygiénisées.

V.7.Stockage des boues

Son rôle est essentiel vis-à-vis du bon fonctionnement de la station d'épuration puisqu'il doit assurer la souplesse entre les extractions discontinues vers l'utilisation finale des boues.

V.8.Utilisation des boues d'épuration

Ce type de déchet peut être valorisé par épandage agricole, sous forme d'amendement fertilisant, par méthanisation avec production de biogaz, par compostage ou par incinération avec cogénération.

V.8.1.Epandage

L'épandage est une pratique agricole qui consiste à répandre sur un champ des fertilisants, des amendements, des herbicides ou des pesticides. Le plus souvent, l'épandage fait référence aux opérations de fertilisation des champs, c'est-à-dire à l'épandage d'excréments de bétail (fumier, lisier) ou de boues issues des stations d'épuration.

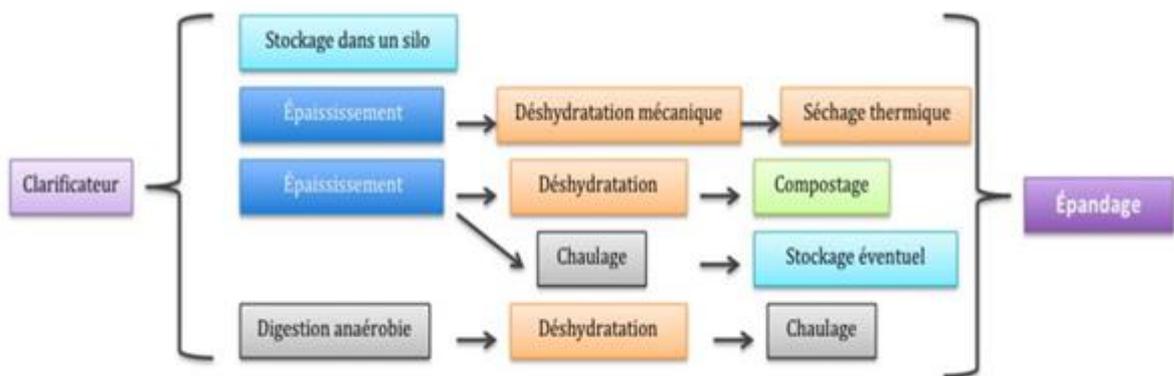


Figure V.7 : Différentes étapes de traitement des boues avant épandage

V.8.2.Compostage :

Le compostage est un processus biologique de conversion et de valorisation des matières organiques (sous-produits de la biomasse, déchets organiques d'origine biologique) en un produit stabilisé, hygiénique, semblable à un terreau, riche en composés humiques, le compost. Le compostage peut être réalisé à l'échelle d'un foyer ou de quelques foyers, dans des composteurs, ou bien à plus grande échelle sur des plateformes de compostage, qui traitent des quantités de déchets plus importantes.

V.8.3.Incinération :

L'incinération est une technique de transformation par l'action du feu ; elle est utilisée comme technique pour le traitement de déchets au moyen d'un incinérateur de déchets. C'est une méthode de gestion des déchets.

Conclusion

La composition d'une boue urbaine dépende à la fois de la nature de la pollution initiale de l'eau et des procédés de traitement auxquels elle a été soumise dans la station d'épuration, donc pour choisir le type de traitement des boues il faut tenir compte de ces deux critères. Toutefois, il conviendrait de préciser, qu'en Algérie, la stabilisation aérobie des boues est la plus adaptée dans nos stations d'épuration de type boues activées à cause des nombreux avantages qu'elle présente. Aussi, la destination finale des boues reste problématique. En effet, les boues produites ne sont toujours pas exploitées en agriculture. La valorisation sur les terres, soit par épandage agricole, ou encore par production de compost, représente une pratique souhaitable des points de vue écologique et économique, en autant que les boues ne présentent pas de risque de contamination par les microorganismes pathogènes et surtout par les métaux toxiques.

Chapitre **VI**

*Dimensionnement des
différents ouvrages de la
station d'épuration*

Chapitre VI : Dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration

VI.1.Introduction

Une station d'épuration est constituée d'une succession de dispositifs, conçus pour extraire en différentes étapes les différents polluants contenus dans les eaux, en tenant compte de leur débit et leurs charges de référence.

Rappelons que le choix de la station d'épuration à dimensionner est à boues activées et qu'elle sera composée des ouvrages suivants :

✚ Prétraitement comprenant

1. dégrilleur
2. déssableur-déshuileur
3. Décanteur primaire

✚ Traitement biologique comprenant

1. bassin d'aération
2. clarificateur

✚ Traitement tertiaire comprenant

1. bassin de désinfection

✚ Traitement des boues comprenant

- 1.Épaississeur
2. Stabilisateur aérobie
3. lit de séchage

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des différents ouvrages cités ci-dessus pour les deux horizons.

VI.2.Calculs de base pour le dimensionnement

La détermination des débits et les caractéristiques des eaux usées à traiter constitue une étape importante d'un projet d'assainissement puisqu'il s'agit des facteurs de base servant à établir la capacité des ouvrages requis.

Tous les ouvrages de la station seront dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2030 et 2045.

VI.2.1.Estimation des débits

La conception d'une station d'épuration repose sur l'estimation de la capacité hydraulique à traiter composée des différents types de débits suivants :

- ✚ Débits de temps sec correspondant à :
 - Débits d'eaux domestiques

- Débits d'équipement
- Débits d'eaux industrielles
- Débits des eaux claires parasites

✚ Débits de temps de pluie vu que le réseau est unitaire

Il conviendrait de préciser que la région d'étude est à vocation agricole, ne comportant donc pas d'usines industrielles et qu'il n'y a pas présence de sources d'eaux parasites d'infiltration dans le réseau d'égouts.

Par manque de données d'équipements, nous avons utilisé un taux de majoration de 10 %

$$Q_{moy,j\ equi} = 0,1 Q_{moy,j\ dom} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Le débit de pointe en temps sec est donné par la relation suivante :

$$Q_{pte,S} = Q_{p\ domest} + Q_{equip} \dots\dots\dots(VI.2)$$

1.Horizon (2030)

✚ **Estimation du débit d'eaux usées domestiques**

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. La direction de l'hydraulique de la willaya de Souk-Ahras a opté pour une dotation de 150 l/hab/j pour la ville de Souk-Ahras (Sedrata).

Il s'agit de déterminer :

- a. Le débit moyen journalier : « $Q_{moy,j}$ » (m³/j).
- b. Le débit moyen horaire : « $Q_{moy,h}$ » (m³/h).
- c. Le débit de pointe : « Q_{pte} ».

a. Débit journalier

En considérant que le pourcentage de branchement au réseau d'assainissement est de 100 % , le débit moyen journalier se calcule comme suit :

$$Q_{moy,j} = D.N.Cr \dots\dots\dots(VI.3)$$

Avec : **D** : Dotation (l/hab/j) **N** : Nombre d'habitant à l'horizon considéré.

Cr: Coefficient de rejet.

$$Q_{moy,j} = 69188 * 150 * 0.8 \Rightarrow Q_{moy,j} = 8302.56 \text{ m}^3/\text{j}.$$

b. Débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{moy,j} / 24 \dots\dots\dots(VI.4)$$

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \rightarrow Q_{moy,h} = \frac{8302,56}{24} = 345.94 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow Q_{moy,h} = 345.94 \text{ m}^3/\text{h}$$

c.Débit de pointe de temps sec

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pte,s} = Q_{moy,j} \cdot K_p \dots\dots\dots(VI.5)$$

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{Si } Q_{moy} \geq 2.8 \text{ l/s.}$$

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

Dans notre cas le $K_p=1.76$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_{pte,dom} = 1.76 * 96.09 = 169,12 \text{ l/s} \rightarrow Q_{pte,dom} = 608.83 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$Q_{moy,j \text{ equi}} = 0,1 \quad Q_{moy,j \text{ dom}} = 0.1 * 8302.56 = 830.26 \text{ m}^3/\text{j} = 43.59 \text{ m}^3/\text{h}$$

Donc :

$$Q_{pte,s} = Q_{p \text{ domest}} + Q_{\text{equip}}$$

$$Q_{pte,s} = 652.42 \text{ m}^3/\text{h}$$

d. Le débit de pointe de temps de pluie

$$Q_{pte,p} = (3 \div 5) Q_{pte,s} \dots\dots\dots(VI.6)$$

D'après la série de précipitation, on prend le coefficient égal à 3

$$\text{Donc : } Q_{pte,p} = 1957.26 \text{ m}^3/\text{h}$$

2. Horizon (2045)

Les facteurs durables qui provoquent une variation permanente des débits et des charges polluantes entrantes dans une STEP sont :

- L'augmentation de la population
- L'accroissement de la consommation spécifique.
- L'implantation de nouvelles industries ou au contraire la disparition de certaines d'entre elles.
- L'extension de l'entreprise et multiplication des autres activités

N.B

Dans notre cas, nous maintenons la dotation en eau potable constante

Ne disposant pas de données concernant les futurs équipements projetés dans la région à long terme (horizon 2045), on considère que le débit des équipements va augmenter de 5% par rapport au débit d'équipement calculé précédemment.

a. Débit journalier

Le débit total journalier se calcule comme suit :

$$Q_{moy,j} = D.N.Cr$$

Avec :

D : Dotation (l/hab/j).

N : Nombre d'habitant l'horizon considéré.

Cr: Coefficient de rejet.

$$Q_{\text{moy},j} = 93228 * 150 * 0.8 \Rightarrow Q_{\text{moy},j} = 11187.36 \text{ m}^3/\text{j}.$$

b. Débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{moy},j}}{24} \rightarrow Q_{\text{moy},h} = \frac{11187.36}{24} = 466.14 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow Q_{\text{moy},h} = 466.14 \text{ m}^3/\text{h}.$$

c. Débit de pointe

c.1. En temps sec

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{\text{pte},\text{dom}} = Q_{\text{moy},j} \cdot K_p$$

$$K_p = 1,5 + (2,5) / \sqrt{(Q_{\text{moy},j})} \quad \text{Si } Q_{\text{moy}} \geq 2,8 \text{ l/s.}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moy}} < 2,8 \text{ l/s.}$$

Dans notre cas le $K_p = 1.72$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_{\text{pte},\text{dom}} = 1.72 * 129.48 = 222.71 \text{ l/s} \rightarrow Q_{\text{pte},\text{dom}} = 801.74 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{\text{equi}} = 45.77 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{\text{pte},s} = Q_p \text{ domest} + Q_{\text{équi}}$$

$$Q_{\text{pte},s} = 847.51 \text{ m}^3/\text{h}$$

c.2. En temps de pluie

$$Q_{\text{pte},p} = (3 \div 5) Q_{\text{pte},s}$$

D'après la série de précipitation on prend le coefficient égale a 3

$$\text{Donc : } Q_{\text{pte},p} = 847.51 * 3 \rightarrow Q_{\text{pte},p} = 2542.53 \text{ m}^3/\text{h}$$

VI.2.2. Evaluation des charges polluantes

La conception des ouvrages de traitement des eaux usées est fonction des charges polluantes présentes dans les eaux usées, d'où l'importance de bien évaluer ces charges.

On calcule les charges polluantes à partir des résultats des analyses effectuées.

a. Charge moyenne journalière en DBO5

$$L_0 = C_{\text{DBO5}} \cdot Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots (VI.7)$$

Avec :

L_0 : Charge moyenne journalière en DBO5.

C_{DBO5} : La concentration en DBO5 moyenne (Kg / m3).

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier en (m3 / j).

1.Horizon (2030)

Nous avons :

$C_{DBO5}=460$ (mg/l).

On obtient : $L_0=460*10^{-3}* 8302.56 \rightarrow L_0=3819.18$ Kg /j.

2.Horizon (2045)

Nous avons :

$C_{DBO5}=460$ (mg/l).

On obtient : $L_0=460*10^{-3}* 11187.36 \rightarrow L_0=5146.19$ Kg /j.

b.charge en MES

$$N_0=C_{MES} \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec :

N_0 : charge moyenne journalière en MES.

C_{MES} : la concentration moyenne en MES (Kg / m3).

1.Horizon (2030)

Nous avons :

$C_{MES}=490$ mg/l.

Donc : $N_0 = 490*10^{-3}* 8302.56 \rightarrow N_0=4068.26$ kg/j.

2.Horizon (2045)

Nous avons :

$C_{MES}=490$ mg/l.

Donc : $N_0 = 490*10^{-3}* 11187.36 \rightarrow N_0=5481.81$ kg/j

Tableau VI.1 : Estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons d'études.

Paramètres	Unités	Horizon d'étude	
		2030	2045
Type de réseau	-	Unitaire	Unitaire
Capacité de la station	Eq/hab.	83026	111874
$Q_{moy,j}$	m ³ / j	8302.56	11187.36
$Q_{moy,h}$	m ³ /h	345.94	466.14
Kp	-	1.76	1.72
$Q_{pte,s}$	m ³ /h	652.42	847.51
$Q_{pte,p}$	m ³ /h	1957.26	2542.53
Charge journalière en DBO ₅	Kg/j	3819.18	5146.19
Concentration correspondante C_{DBO5}	mg/l	460	460
Charge journalière en MES	Kg/j	4068.26	5481.81
Concentration correspondante C_{MES}	mg/l	490	490

VI.3.Prétraitement

Le dimensionnement du prétraitement a été effectué pour les deux horizons 2030 et 2045 et en considérant le débit de pointe de temps de pluie.

VI.3.1.Dégrillage

L'opération du dégrillage a pour d'éliminer les matières volumineuses transportées par l'eau résiduaire ; c'est ce qui permet de protéger la station contre le problème de bouchage au niveau de ces différents ouvrages causé par les différents objets.

L'installation du dégrillage est constituée, pour la première tranche de traitement de 2 unités parallèles (une grille grossière + une grille fine).

Les refus sont compactés et essorés pour réduire leur teneur en eau et limiter leur volume, puis transférés vers les bennes de stockage.

L'installation du dégrillage doit être dimensionnée pour garantir la vitesse minimale de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe de pluie (Q_{pte,p}).

Lois de dimensionnement

• **Méthode de KRISHMER**

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

$$L_g = S \cdot \sin \alpha / H_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot K \dots\dots\dots(VI.9)$$

Où :

L : largeur de la grille (m).

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

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

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

K : coefficient de colmatage de la grille.

S : surface de passage de l'effluent (S= Q_p/V).

V : Vitesse d'écoulement (m/s). V = (0.6÷1.4) m/s

$$\text{Donc : } L_g = Q_{pte,p} \cdot \sin \alpha / V \cdot H_{\max} (1 - \beta) \cdot K \dots\dots\dots(VI.10)$$

Tableau VI.2 : Épaisseur entre les barreaux (e) et l'espacement entre les barreaux (d)

	Grille grossière	Grille Moyenne
e(cm)	2	1
d(cm)	5 à 10	1 à 3

1. Horizon 2045

a. Grille grossière

$\alpha = 60^\circ$.

Q_{pte,p} = 0.71 m³/s

V = 1 m/s

h_{max} = 1 m.

K = 0.5 (grille automatique).

d = 6 cm $\beta = 2/8 = 0,25$

$$L_g = 0.71 \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1 - 0.25) \times 0.5 \quad \rightarrow \quad L_g = 1,64 \text{ m On prend } L_g = 1,7 \text{ m}$$

b. Grille moyenne

d = 2 cm et e = 1 cm $\beta = 0,33$

$$L_g = 0.71 \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1 - 0.33) \times 0.5 = 1.84 \text{ m.}$$

La largeur commercial $> L_g$ On prend $L = 1,9m$

- **calcul de la longueur**

On a une hauteur de grille de 1m

$$\sin(\alpha) = h/B \dots\dots\dots(VI.11)$$

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

$$B = 1.15m$$

- **Calcul des pertes de charge**

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

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

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

avec :

ΔH : perte de charge(m).

d : espacement entre les barreaux (cm).

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

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

$\beta = 2.42$ Pour les barreaux rectangulaires ;

$\beta = 1.79$ Pour les barreaux circulaires ;

a.grille grossière

On a :

$$\beta = 1,79 \text{ (Barreaux de section circulaire) .}$$

$$d = 6cm, \quad e = 2cm, \quad \alpha = 60^\circ, \quad V = 1m/s$$

$$\text{Donc } \Delta H = 1,79 \left(\frac{6}{2}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2.9,81} \sin 60^\circ = 0,34m$$

b.grille moyenne

On a : $\beta = 1,79$ (barreaux de section circulaire)

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

$$\text{Donc : } \Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{1}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}60^\circ = 0,2\text{m}$$

Tableau VI.3 : Résultats du dimensionnement des grilles

Dégrilleur	Horizon 2045	
	Grille grossière	Grille moyenne
La largeur L (m)	1.7	1.9
La perte de charge ΔH (cm)	0.34	0.2
La longueur B(m)	1.15	1.15

Nous optons pour deux grilles moyennes (grille mécanique automatique) et une grille manuelle en cas de panne de la première grille.

VI.3.2. Dessablage - Déshuilage

VI.3.2.1. Calcul du déssableur-déshuileur de la station

Le bassin de dessablage-déshuilage proposé est de type aéré longitudinal, par ce que l'injection de l'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques.

IL est composé de deux zones :

- L'une aéré pour le dessablage : les sables et les lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- Les huiles et les graisses sont récupérées en surface.

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

Pour qu'il y ait une sédimentation des particules, on doit vérifier:

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots(VI.13)$$

V_e : Vtesse d'écoulement $V_e = 0.10$ à 0.50 m/s.

V_s : Vtesse de sédimentation $V_s = 40$ à 70 m/h

L : longueur du bassin.

H : profondeur du bassin $H = 1$ à 2.5 m.+ hauteur de revanche 0.7 m

Le déssableur - dégraisseur doit être dimensionné avec l'un des rapports suivant: $L/H = 10$ à 15 .

$B/H = 3$; avec B: largeur du bassin.

Base de dimensionnement du déssableur:

Le dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes :

➤ **La section horizontale :**

$$S_h = \frac{Q_P}{V_S} \dots\dots\dots(VI.14)$$

➤ **On utilise le rapport :** $\frac{L}{H} = 10$

Temps de séjour, $t_s = 10$ min.

Charge hydraulique, $V_s = 60$ m/h.

Vitesse horizontale, $V_e = 0.3$ m/s.

1.horizon 2045

- **Section horizontale S_h** $Q_{pte,p} = 0.71 \text{ m}^3/\text{s}$

$$S_h = \frac{Q_P}{V_S} = \frac{0.71 \times 3600}{60} = 42.6 \text{ m}^2$$

- **Longueur L**

On prend :

$$\text{La hauteur } H = 1.5 \text{ m} ; \frac{L}{H} = 10$$

Donc : $L = 15 \text{ m}$

- **largeur B**

$$B = \frac{S_h}{L} = \frac{42.6}{15} = 2.84 \text{ m}$$

$$B = 2.84 \text{ m}$$

- **volume**

$$V = S_h \cdot H = 42.6 \times 1.5 = 63.9 \text{ m}^3$$

$$V = 64 \text{ m}^3$$

Valeur à respecter est $1,25 \leq \frac{V}{S} \leq 2,5 \text{ m}$

Nous avons $V/S = 1,5$ la relation est bien respectée

- **Temps de séjours t_s dans le bassin :**

$$t_s = \frac{V}{Q_P} = \frac{64}{0,71} = 1 \text{ min et } 30 \text{ scd}$$

$$t_s = 1 \text{ min et } 30 \text{ scd}$$

▪ **Calcul les besoins en air :**

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

$$Q_{air} = Q_p \cdot V \dots\dots\dots(VI.15)$$

Tel que : V est le volume d'air à injecter ($1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{m}^3 \text{ d'eau}$)

$$Q_{air} = 0,71 \times 1,5 = 1,07 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{s}$$

$$Q_{air} = 3852 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{h}$$

Tableau VI.4 : Les dimensions de Dessableur-déshuileur pour l' horizons 2045.

Déssableur-déshuileur	unités	Horizon 2030	Horizon 2045
Section horizontale	m^2	/	42.6
Longeur	m	/	15
Largeur	m	/	2.84
Volume du bassin	m^3	/	64
Temps de séjour	min	/	1.5
Volume d'air à insuffler	m^3/h	/	3852

VI.3.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur

On sait que le dessablage élimine environ 70% des matières minérales ; celles-ci représentent 30% des MES. D'après les résultats des analyses effectuées sur l'effluent à traiter le rapport $\text{MVS.MES} = 70\%$ donc les MES contiennent 30% de MMS et 70% de MVS.

1. Horizon 2030

La charge en MES à l'entrée de dessableur est $\text{MES} = 4068,26 \text{ Kg/j}$

Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$\text{MVS} = 4068,26 \times 0,70 = 2847,78 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$\text{MMS} = 4068,26 \times 0,30 = 1220,48 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales éliminées :

Un dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$MMS_e = 1220.48 * 0.70 = 854.34 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MMS_s = MMS - MMS_e = 1220.48 - 854.34 = 366.14 \text{ Kg/j}$$

Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MMS_s = 2847.78 + 366.14$$

$$MES_s = 3213.92 \text{ Kg/j.}$$

2. Horizon 2045

La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES = 5481.81 \text{ Kg/j}$

Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 5481.81 * 0.70 = 3837.27 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MMS = 5481.81 * 0.3 = 1644.54 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales éliminées :

Un dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$MMS_e = 1644.54 * 0.70 = 1151.18 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MMS_s = MMS - MMS_e = 1644.54 - 1151.18 = 493.36 \text{ Kg/j}$$

Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MMS_s = 3837.27 + 493.36$$

$$MES_s = 4330.63 \text{ Kg/j.}$$

VI.4. Traitement primaire

VI.4.1. Introduction

Le processus principal du traitement primaire est la décantation qui permet une séparation de deux phases liquide solide, par simple gravité.

On a vu qu'au cours du dessablage une bonne partie de particules grenues (sable) ont été éliminées mais l'eau usée véhicule toujours de telles particules (2000 ainsi que des particules coalescentes que l'on peut s'en débarrasser par simple sédimentation en vue d'alléger les traitements ultérieurs.

Une bonne décantation permet l'élimination d'environ 60% des MES, 35% de DBO_5 et 90% des matières décantables.

VI.4.2. Choix du décanteur primaire

Le choix du décanteur est circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire, leurs constructions est relativement économique en raison

de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures. Ainsi, les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

VI.4.3. Données de départ pour le calcul du décanteur primaire

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution.

Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures sans dépasser les 3 heures.

La vitesse limitée est donnée par la relation : $V = Q_{pte,p}/Q_m$(VI.16)

$$V_{lim} = Q_{pte,p} / S_h \text{ (m/h)} \dots\dots\dots (VI.17)$$

$Q_{pte,p}$: débit de pointe par temps de pluie.

S_h : surface horizontale du décanteur.

Pour le décanteur circulaire, la charge hydraulique (vitesse ascensionnelle) est de 2,5 m/h .

(AQUAWAL)

VI.4.4. Dimensionnement du décanteur

Le temps de séjours doit être limité pour des raisons biologiques et économiques on prendra $T_s = 1$ heure Le volume du décanteur primaire est donné par la relation :

$$V = Q_{pte,p} * T_s \dots\dots\dots (VI.18)$$

1. Horizon 2030

$$Q_{pte,p} = 1957.26 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0.54 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$V_{asc} = \mathbf{2,5 \text{ m/h}}$$

a. Surface horizontale du décanteur

$$S_h = Q_{pte,p} / V_{asc} = 1957.26/2.5 = 782.9 \Rightarrow \text{on prend : } S_h = \mathbf{783 \text{ m}^2}$$

b. Volume du décanteur ($T_s = 1\text{h}$)

$$V = 1957.26 * 1 = 1957.26 \text{ m}^3 \Rightarrow \text{on prend le volume } V = \mathbf{1958 \text{ m}^3}$$

c. Hauteur du décanteur

$$H = V / S_h = 1958 / 783 = 2.5 \text{ m} \rightarrow \mathbf{H = 2.5 + 0.8 \text{ (hauteur de revanche) = 3.2 m}}$$

On a :

$$S_h = \mathbf{783 \text{ m}^2}$$

$$V = \mathbf{1958 \text{ m}^3}$$

$$H = \mathbf{3 \text{ m}}$$

d. Diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.1958}{3.14.3}} = 29 \text{ m}$$

$$D=29\text{m}$$

e. Détermination du temps de séjour

-Pour le débit moyen horaire

$$T_S = V / Q_{\text{moy,h}} = 1958/345.94 = 5.66 \text{ h}$$

-pour le débit de pointe par temps de pluie :

$$T_S = V / Q_{\text{pte,p}} = 1958/1957.26 = 1 \text{ h}$$

2. Horizon 2045

$$Q_{\text{pte,p}} = Q_{\text{pte,p}(2045)} - Q_{\text{pte,p}(2030)} = 2542.53 - 1957.26 = 585.27 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{pte,p}} = 585.27 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{\text{asc}} = 2,5 \text{ m/h}$$

a. Surface horizontale du décanteur

$$S_h = Q_{\text{pte,p}} / V_{\text{asc}} = 585.27/2.5 = 234.1 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{on prend : } S_h = 235 \text{ m}^2$$

b. Volume du décanteur ($T_s = 1\text{h}$)

$$V = 585.27 * 1 = 585.27 \text{ m}^3 \Rightarrow V = 586 \text{ m}^3$$

c. Hauteur du décanteur

$$H = V / S_h = 586/235 = 2.5 \text{ m.} \rightarrow H = 3.2 \text{ m (hauteur de revanche 0.8)}$$

On prend:

$$S_h = 235 \text{ m}^2$$

$$V = 586 \text{ m}^3$$

$$H = 3 \text{ m}$$

d. Diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.586}{3.14.3}} = 15.77 \text{ m} \rightarrow D = 16 \text{ m}$$

e. Détermination du temps des séjours

-Pour le débit moyen horaire

$$T_S = V / Q_{\text{moy,h}} = 586/120.2 = 4.88 \text{ h}$$

-pour le débit de pointe par temps de pluie:

$$T_S = V / Q_{\text{pte,s}} = 586/585.27 = 1 \text{ h}$$

f. Calcul de la quantité de boues éliminées

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de : 35% de DBO5 60% de MES
MES=70% MVS + 30% MM.....(VI.19)

1.Horizon 2030

a.1.Charge à l'entrée du décanteur

$$DBO5 = 3819.18 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = 3213.92 \text{ Kg/j}$$

a.2.Charges éliminées par la décantation primaire

$$DBO5_e = 0.35 * DBO5 = 0.35 * 3819.18 = \mathbf{1336.71 \text{ Kg/j}}$$

$$MES_e = 0.6 * MES' = 0.6 * 3213.92 = \mathbf{1928.35 \text{ Kg/j}}$$

$$MMS_e = 0.3 * MES_e = 0.3 * 1928.35 = \mathbf{578.50 \text{ Kg/j}}$$

$$MVS_e = 0.7 * MES_e = 0.7 * 1928.35 = \mathbf{1349.84 \text{ Kg/j}}$$

a.3Charges à la sortie du décanteur primaire

$$MES_s = MES' - MES_e = 3213.92 - 1928.35 = \mathbf{1285.57 \text{ Kg/j}}$$

$$DBO5_s = DBO5 - DBO5_e = 3819.18 - 1336.71 = \mathbf{2482.47 \text{ Kg/j}}$$

$$MMS_s = 0.3 * MES_s = 0.3 * 1285.57 = \mathbf{385.67 \text{ Kg/j}}$$

$$MVS_s = 0.7 * MES_s = 0.7 * 1285.57 = \mathbf{899.89 \text{ Kg/j}}$$

2.Horizon 2045

a.Calcul de la quantité de boues éliminées

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de : 35% de DBO5 60% de MES

a.1Charge à l'entrée du décanteur

$$DBO5 = 5146.19 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = 4330.63 \text{ Kg/j}$$

a.2.Charges éliminées par la décantation primaire

$$DBO5_e = 0.35 * DBO5 = 0.35 * 5146.19 = \mathbf{1801.17 \text{ Kg/j}}$$

$$MES_e = 0.6 * MES' = 0.6 * 4330.63 = \mathbf{2598.38 \text{ Kg/j}}$$

$$MMS_e = 0.3 * MES_e = 0.3 * 2598.38 = \mathbf{779.51 \text{ Kg/j}}$$

$$MVS_e = 0.7 * MES_e = 0.7 * 2598.38 = \mathbf{1818.86 \text{ Kg/j}}$$

a.3.Charges à la sortie du décanteur primaire

$$MES_s = MES' - MES_e = 4330.63 - 2598.38 = \mathbf{1732.25 \text{ Kg/j}}$$

$$DBO5_s = DBO5 - DBO5_e = 5146.19 - 1801.17 = \mathbf{3345.02 \text{ Kg/j}}$$

$$MMS_s = 0.3 * MES_s = 0.3 * 1732.25 = \mathbf{519.68 \text{ Kg/j}}$$

$$MVS_s = 0.7 * MES_s = 0.7 * 1732.25 = \mathbf{1212.58 \text{ Kg/j}}$$

Tableau VI.5: récapitulatif des résultats des calculs du décanteur

Décanteur primaire	Unité	2030	2045 (extension)
Surface horizontale	m ²	783	235
Volume	m ³	1958	586
Hauteur	m	3.2	3.2
Diamètre	m	29	16
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	h	5.66	4.88
Temps de séjour pour le débit de pointe en temps sec	h	1	1

VI.5.Traitement secondaire

VI.5.1.Choix de la variante

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

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

A.Étude de la variante à moyenne charge

➤ La charge massique (Cm)

C'est le rapport de la pollution exprimé en DBO₅ entrant par unité de masse de boues présentées.

$$C_m = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{masse du MVS dans le bassin (Kg)}} = \frac{L_0}{Xa.V} = \frac{L_0}{Xt} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / Kg.MVS.j)} \dots\dots\dots(VI.20)$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$0,2 < C_m \leq 0,5 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / Kg.MVS}$$

➤ La charge volumique (Cv)

C'est le rapport de la pollution par unité de volume du bassin.

$$C_v = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{volume du bassin (m}^3\text{)}} = \frac{L_0}{V} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ j)} \dots\dots\dots(VI.21)$$

Pour le traitement à moyenne charge :

$$0,6 < C_v \leq 1,5 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ .}$$

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

$$C_m = 0,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j}$$

VI.5.2. Bassin d'aération

Le dimensionnement du bassin d'aération se fait sur la base des critères de base de charge massique (quantité de pollution organique exprimée en DBO_5 apportée par jour dans le bassin par rapport à la quantité de boues présente dans le bassin), et de charge volumique (quantité de DBO_5 apportée par volume du bassin). Aussi, d'autres paramètres interviennent dans le dimensionnement des ouvrages, ce sont le temps de séjour de l'effluent dans le bassin et l'âge des boues qui doit être suffisamment grand pour assurer la stabilisation des boues, et pour la forme du bassin on optera pour un bassin rectangulaire vue leur simplicité de construction .

VI.5.2.1. Dimensionnement du bassin d'aération

1. Horizon 2030

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 8302.56 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 345.94 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_{\text{pte ,S}} = 652.42 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps pluie $Q_{\text{pte ,P}} = 1957.26 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0 = 2482.47 \text{ Kg/j}$
- $C_m = 0,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j}$

a. Qualité de l'effluent

1. Calcul de la concentration de l'effluent en $\text{DBO}_5 (S_0)$

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_j} = \frac{2482.47}{8302.56} \times 10^3 = 299 \text{ mg/l} \quad \mathbf{S_0=299 \text{ mg/l}}$$

2. Calcul de la charge polluante à la sortie du décanteur secondaire L_f

On prend $S_f = 30 \text{ mg/l}$ d'après L'O.M.S

$$L_f = S_f * Q_j = \frac{30 * 8302.56}{10^3} = 249.08 \text{ kg/j} \quad \mathbf{L_f=249.08 \text{ kg/j}}$$

3. Calcul de la charge à éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f = 2482.47 - 249.08 = 2233.39 \text{ kg/j}$$

$$L_e = 2233.39 \text{ kg/j}$$

4. Rendement d'épuration R

$$R = \frac{L_0 - L_f}{L_0} = \frac{2482.47 - 249.08}{2482.47} = 89.97 \%$$

$$R = 90 \%$$

b. Dimensionnement du bassin d'aération

1. Calcul du volume du bassin d'aération V

On prend : $C_v = 1.5$

$$V = L_0 / C_v = 2482.47 / 1.5$$

$$V = 1655 \text{ m}^3$$

Pour dimensionner le bassin d'aération, on doit considérer les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 < \frac{b}{H} < 2.5 \\ 1 < \frac{L}{b} < 5 \end{array} \right.$$

$$3 < H < 5 \text{ m}$$

D'où ; L : longueur du bassin

H : hauteur du bassin.

b : largeur du bassin.

2. Calcul de la section horizontale S_h

On suppose deux bassins d'aération identiques de hauteur $H = 4 \text{ m}$

$$S_h = \frac{V}{2H} = \frac{1655}{2 \times 4} = 206.88 \text{ m}^2$$

$$S_h = 207 \text{ m}^2$$

Pour une profondeur de 4 m, la surface d'un bassin est de 207 m^2 et de volume 827.5 m^3

Donc Le bassin d'aération a les dimensions planes suivantes :

3. Calcul de la largeur b du bassin

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b/H = 2.5 \\ H = 4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow b = 4 \times 2.5$$

$$b = 10 \text{ m}$$

4. Calcul de la longueur du bassin L

On a :

$$L = S_h/b = 207/10 = 20.7 \quad L = 20.7 \text{ m}$$

-Vérification des conditions

$$\left\{ \begin{array}{l} L/b = 20.7 / 10 = 2.07 \\ b/H = 10 / 4 = 2.5 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

5. Masse des boues dans les bassins

Soit :

$$C_m = 0.5 \text{ kgDBO}_5/\text{kg MVS/j}$$

$$X_t = \frac{L_0}{C_m} = \frac{2482.47}{0.5} = 4964.94 \text{ kg} \quad X_t = 4964.94 \text{ kg}$$

6. Concentration des boues dans le bassin d'aération

$$X_a = \frac{X_t}{V} = \frac{4964.94}{1655} = 3 \text{ g/l} \quad X_a = 3 \text{ g/l}$$

7. Calcul du temps de séjours t_s

- Pour le débit moyen horaire:

$$t_s = \frac{V}{Q_{moy}} = \frac{1655}{345.94} = 4.78 \text{ h} \quad t_s = 4.78 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe par temps de pluies :

$$t_s = \frac{V}{Q_{pte}} = \frac{1655}{1957.26} = 0.85 \text{ h} \quad t_s = 0.85 \text{ h}$$

c. Calcul des besoins en oxygène

La consommation d'oxygène résulte donc deux phénomènes :

1. L'oxydation des matières organiques apportées par l'eau est proportionnelle à la DBO5 éliminée.
2. La dégradation de la matière vivante est proportionnelle au poids de matière vivante dans l'aérateur.

Les besoins théoriques en oxygène sont déterminés par la relation suivante :

$$Q_{o_2} = a' L_e + b' X_t \quad (\text{Kg/j}) \dots\dots\dots (VI.22)$$

Ou:

L_e : la charge (DBO5) éliminée (kg/j).

X_t : la masse totale des boues dans le bassin (kg) ou : $X_t = X_a \times V$.

V : le volume du bassin d'aération,

a', b' : coefficients respiratoires ou :

a' : coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommé pour fournir l'énergie du système de la matière Vivante $0.5 < a' < 0.65$.

a' est en fonction de la charge massique pour notre cas : $a' = 0.5$

b' : fraction d'oxygène correspondant à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien. $b' = 0.1$

Tableau VI.6 : Charge massique en fonction de a' et b'

Charge massique	0,09	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
a'	0,66	0,65	0,63	0,59	0,56	0,53	0,5
b'	0,06	0,07	0,075	0,08	0,085	0,09	0,1 à 1,2

$$Q(o_2) = 0.5 \times 2233.39 + 0.1 \times 3 \times 1655 = 1613.19 \text{ kg/j}$$

$$Q(o_2) = 1613.19 \text{ kg/j}$$

1. Quantité d'oxygène horaire $Q(o_2)_h$

$$Q(o_2)_h = \frac{Q(o_2)}{24} = \frac{1613.19}{24} = 67.22 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

$$Q(o_2)_h = 67.22 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

2. Quantité d'oxygène par 1m³ du bassin $Q(o_2)'$

$$Q(o_2)' = \frac{Q(o_2)}{V} = \frac{1613.19}{1655} = 0.97 \text{ kgO}_2 / \text{m}^3 \text{ j}$$

$$Q(o_2)' = 0.97 \text{ kgO}_2 / \text{m}^3 \text{ j}$$

3. Quantité d'oxygène en cas de pointe $Q(o_2)_{pte}$

$$Q(o_2)_{pte} = \left(a' \times \frac{L_e}{t_d} \right) + \left(b' \times \frac{X_t}{24} \right) \quad \text{avec ; } t_d = 16$$

$$Q(o_2)_{pte} = \left(0.5 \times \frac{2233.39}{16} \right) + \left(0.1 \times \frac{4964.94}{24} \right)$$

$$Q(o_2)_{pte} = 90.48 \text{ kg/h}$$

4. Besoin réel de pointe en oxygène

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs.

$$Q(O_2)_{\text{reel pte}} = \frac{Q(O_2)_{\text{pte}}}{\beta \times \alpha} \dots\dots\dots(VI.23)$$

on a $\alpha=0.8$

$$\beta = 0.85$$

$$Q(O_2)_{\text{reel pte}} = \frac{90.48}{0.85 \times 0.8} \quad \mathbf{Q(O_2)_{\text{reel pte}}=133.06 \text{ kgO}_2/\text{h}}$$

d. Différents systèmes d'aération

La différence entre les systèmes d'aération résulte essentiellement du mode d'introduction d'air :

1. Aération par insufflation d'air (air comprimé), ou l'insufflation d'air dans l'eau se fait à différentes profondeurs de bassin ; l'insufflation est réalisée au moyen de compresseurs.
2. Aération de surface : en utilisant des aérateurs créant une zone de turbulence, à la surface de l'eau, l'air est injecté au niveau de la zone de turbulence.

Le choix du système d'aération est porté sur l'aération de surface.

d.1. Détermination des caractéristiques de l'aération (pour un seul bassin)

1. Calcul de la puissance d'aération nécessaire

$$1.5 \leq Pa \leq 1.9 \text{ kgO}_2 / \text{kwh}$$

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{\text{reel pte}}}{P_a} \dots\dots\dots(VI.24)$$

$$P_n = 66.53 / 1.9 = 35.02 \text{ Kw}$$

$$\mathbf{P_n=35.02 \text{ kw}}$$

2. Puissance de brassage

$$P_{\text{abs}} = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$$

$$P_{\text{abs}} : \text{puissance absorbée par m}^2 \text{ du bassin (w/m}^2) \quad P_{\text{abs}} = 80 \text{ w/m}^2$$

$$P_b = S_h * P_{\text{abs}} \dots\dots\dots(VI.25)$$

$$P_b = 207 * 80 = 16.56 \text{ KW.}$$

3. Calcul du nombre d'aération dans le bassin

$$N_a = \frac{P_n}{P_b} \dots\dots\dots(VI.26)$$

$$N_a = 35.02 / 16.56$$

$$\mathbf{N_a=3 \text{ aérateurs}}$$

4. Besoin en énergie de l'aérateur (pour un seul bassin)

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/Kwh .

$$E = Q(O_2)_{\text{reel pte}} / 1,5 = 66.53/1,5$$

$$E = 44.35 \text{ Kwh /h}$$

e. Bilan des boues

1. Quantité des boues en excès

La quantité des boues en excès est la masse à extraire pour maintenir le système en équilibre par jour:

$$\Delta X = (a_m \times L_e) + X_{\min} + X_{\text{dur}} - (b \times X_t) - X_{\text{eff}} \dots \dots \dots \text{(VI.27)}$$

Avec :

X_{\min} : boues minérales.

X_{dur} : boues difficilement biodégradables, évaluées à (f x MVS), pour le système à moyenne charge $0.3 < f < 0.35$.

a_m : coefficient du rendement cellulaire, pour les boues synthétiques ;

$$0.53 < a_m < 0.56$$

b : fraction de boues détruites par auto oxydation.

$$b = b'/1.42 = 0.1 / 1.42 = 0.07$$

X_t : masse totale en MVS dans le bassin.

X_{eff} : boues sortantes avec l'effluent de DBO₅ = 30 mg/l.

A la sortie du décanteur primaire, la charge journalière en M.E.S est:

$$MES_S = 1285.57 \text{ kg/j.}$$

$$X_{\min} = 385.67 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0.31 \times 899.9 = 278.97 \text{ kg/j}$$

$$a_m \times L_e = 0.55 \times 2233.39 = 1228.36 \text{ kg/j.}$$

$$X_{\text{eff}} = 30 \times 10^{-3} \times Q_j = 30 \times 10^{-3} \times 8302.56 = 249.08 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 1228.36 + 385.67 + 278.97 - 0.07 \times 4964.94 - 249.08 \quad \Delta X = 1296.37 \text{ kg/j}$$

2. Calcul de la concentration des boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots \text{(VI.28)}$$

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman

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

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

On prend : $I_m=130$

$$\text{D'où : } X_m = \frac{1200}{130} \Rightarrow X_m = 9.23 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

3. Débit de boues en excès

Ce débit est donné par :

$$Q_{excés} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots \dots \dots (VI.29)$$

$$\rightarrow \frac{1296.37}{9,23}$$

$$Q_{excés} = 140.45 \text{ m}^3 / \text{j} = 5.85 \text{ m}^3/\text{h}$$

4. Débit spécifique par m^3 de bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots \dots \dots (VI. 30)$$

V : Volume de bassin

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{1296.37}{1655} \quad q_{sp} = 0,78 \text{ Kg} / \text{m}^3 \cdot \text{j}$$

5. Débit des boues recyclées

La recirculation des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, afin de réensemencer celui-ci et d'y maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque une carence en oxygène, dans une anaérobie et

dans certains cas on assiste au phénomène de dénitrification avec une remontée des boues à la surface.

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit

Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots(VI.31)$$

R : taux de recyclage(%)

[X_a] : concentration des boues dans le bassin = 3Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100 * 3}{\frac{1200}{130} - 3} \qquad \qquad \qquad \mathbf{R=48.15 \%}$$

6.Débit des boues recyclées

$$Q_r = R.Q_j \dots\dots\dots(VI.32)$$

$$\text{Donc : } Q_r = 0.4815 * 8302.56 \qquad \qquad \qquad Q_r = 3997.68m^3 / j$$

7.Age des boues

L'âge des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

Donc :

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} \dots\dots\dots(VI.33)$$

$$\Rightarrow \frac{4964.94}{1296.37} = 3.82 \text{ jours.}$$

A_b = 3 jours et 19.68 heures.

f.Décanteur secondaire (clarificateur)

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recirculées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation)

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

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

f.1.Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)

Le principe de calcul du décanteur secondaire (clarificateur) est le même que celui du décanteur primaire.

pour le calcul du décanteur secondaire, on prend les données suivantes :

le temps de séjour : $t_s = (1 \div 2)$ heures. on prend $t_s = 1,5$ h .

La vitesse ascensionnelle : $2.5 \leq V_a \leq 3$ m³/m²/h .on prend $V_a = 2,5$ m/h

Le débit : $Q_{pte,p} = 1957.26$ m³/h = **0.54m³/s**

1.Volume du décanteur

$$V = Q_{pte,p} \cdot t_s = 1957.26 \times 1,5 \quad \mathbf{V=2936m^3}$$

2.Surface horizontale du décanteur

$$S_h = \frac{Q}{V_a} = \frac{1957.26}{2,5} \quad \mathbf{S_h = 783m^2}$$

3.Hauteur du décanteur

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{2936}{783} = 3.74m. \quad \mathbf{H=3.74 m}$$

On prend : **H=4m.**

4.Diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2936}{3,14 \cdot 4}} = 30.58m. \quad \text{On prend} \quad \mathbf{D=31m}$$

5.Temps de séjour

$$t_s = V / Q_{pte,p}$$

$$t_s = 2936 / 1957.26 \quad \mathbf{t_s = 1h et 30 min}$$

2.Horizon 2045

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

1.Débit de la station

$$Q_{pte,p} = Q_{pte,p}(2045) - Q_{pte,p}(2030)$$

$$Q_{pte,p} = 2542.53 - 1957.26 = \mathbf{585.27 \text{ m}^3/h}$$

2. Débit moyen journalier

$$Q_{moy,j} = Q_{moy,j}(2045) - Q_{moy,j}(2030)$$

$$Q_{moy,j} = 11187.36 - 8302.56 = \mathbf{2884.8 \text{ m}^3/j}$$

Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que :

$$DBO5 = DBO5(2045) - DBO5(2030) = 3345.02 - 2482.47 = \mathbf{862.55 \text{ Kg/j}}$$

Pour l'aérateur on garde la même forme (rectangulaire) et B/H = 1 à 2,5

pour le clarificateur on garde aussi la même forme (circulaire)

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2045 sont représentés sur le tableau suivant

Tableau VI.7 : Résultats de calcul du bassin d'aérateur et du clarificateur pour l'horizon 2030 et pour l'horizon 2045 (moyenne charge)

Désignations	Unité	2030	2045 Extension
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy,j}$	m ³ /j	8302.56	2884.8
Débit moyen horaire $Q_{moy,h}$	m ³ /h	345.94	120.2
Débit de pointe en temps de pluie $Q_{pte,p}$	m ³ /h	1957.26	585.27
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	2482.47	862.55
Concentration de l'effluent en DBO5 S_o	mg/l	299	298.99
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO5/j	249.08	86.54
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO5/j	2233.39	776.01
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	89.97	89.97
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m ³	827.5	576
Nombre	-	2	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin S_h	m ²	207	72

Largeur du bassin B	m	10	10
Longueur du bassin L	m	20.7	7.5
La masse de boues dans le bassin X_t	Kg	4964.94	1725.1
Concentration de boues dans le bassin X_a	Kg / m ³	3	3
Temps de séjours T_s :			
- débit moyen horaire	h	4.78	4.79
- débit de pointe en temps de pluie	h	0.85	1.59
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{o2}	KgO ₂ /j	1613.19	560.51
La quantité d'oxygène horaire $q_{o2}/24$	KgO ₂ /h	67.22	23.35
La quantité d'oxygène nécessaire pour un 1 m ³ du bassin q_{o2}/m^3	KgO ₂ /m ³ j	0.97	0.97
Besoins en pointe horaire en oxygéné q_{o2pte}	KgO ₂ /h	90.48	31.44
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Besoin réel de pointe en oxygène :	KgO ₂ /h	133.06	46.24
Calcul de puissance de l'aération nécessaire :	Kw	35.02	24.34
puissance de brassage :	kW	16.56	5.76
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin :	-	3	5
Bilan de boues			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	1296.37	450.35
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9.23	9.23
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	140.45	48.79
Le débit spécifique par de bassin	Kg /m ³ .j	0.78	0.78
Le taux de boues recyclées R	%	48.15	48.15
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	3997.68	1389.03
Age des boues A_b	j	3.82	3.83

Caractéristiques du clarificateur			
Forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	783	235
Diamètre	m	31	17
Volume	m ³	2936	878
Hauteur	m	4	4
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps De pluie	h	1.5	1.5

B.Étude de la variante à faible charge

Etant donné que les ouvrages de prétraitement ne traitent pas de la charge polluante à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui de la variante à moyenne charge, Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

Charge massique :

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

$$\text{On prendra : } C_m = 0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

Charge volumique :

$$0,35 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

$$\text{On prendra : } C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

1.Horizon 2030

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 8302.56 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 345.94 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_{\text{pte ,s}} = 652.42 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_{\text{pte ,p}} = 1957.26 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_o = 3819.18 \text{ Kg/j}$

a. Qualité de l'effluent**1. Calcul de la concentration de l'effluent en DBO5(S_o) :**

$$S_o = L_o / Q_{\text{moy j}} = (3819.18 / 8302.56) * 10^3 = 460 \text{ mg/l}$$

2. Charge polluante à la sortie (S_f = 30 mg/l)

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 * 8302.56 = 249.08 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

3. Charge polluante éliminée

$$L_e = L_o - L_f = 3819.18 - 249.08 = 3570.1 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

4. Rendement de l'épuration

$$\eta_{\text{ep}} = (L_o - L_f) / L_o = 3570.1 / 3819.18 = 93.48 \%$$

b. Dimensionnement du bassin d'aération**1. Volume du bassin**

$$V = L_o / C_v = 3819.18 / 0,5 = 7638.36 \text{ m}^3 \text{ on prend : } V = 7639 \text{ m}^3$$

On prend deux bassins d'aération tel que le volume de chaque bassin est : $V' = 3819.5 \text{ m}^3$

2. Hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend :

$$\mathbf{H = 5m}$$

3. Surface horizontale du bassin

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{3819.5}{5} \quad S_h = 763.9 \text{ m}^2 \quad \text{on prend} \quad \mathbf{S_h = 764 \text{ m}^2}$$

4. Largeur du bassin

On à : $L/b = 3.5$; $S_h = 3.5b^2$ donc $b = \sqrt{764/3.5} = 14.77$ on prend

$$\mathbf{b = 15m}$$

5. Longueur du bassin

On à : $L = 3.5b$

$$\mathbf{L = 52.5 m}$$

6. Masse de boues dans le bassin

$$X_t = \frac{L_o}{C_m} = \frac{3819.18}{0,15} = 25461.2 \text{ Kg}$$

7. Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = \frac{X_t}{V} = \frac{25461.2}{7639} \quad [X_a] = 3.33 \text{ Kg / m}^3$$

8. Calcul de temps de séjour

- Pour le débit moyen horaire

$$t_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{7639}{345.94} = 22.08h \quad t_s = 22h4.8\text{min}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$t_s = \frac{V}{Q_{\text{Pte}}} = \frac{7639}{652.42} = 11.71h \quad t_s = 11h42\text{min}$$

c. Besoins en oxygène

Les besoins en oxygène sont définis par l'expression suivante :

$$Q(O_2) = a' \cdot X L_e + b' \cdot X X_t \quad (\text{Kg/j}).$$

L_e : la charge DBO₅ éliminé (Kg/j) : 1590 kgO₂/j

X_t : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg)

b' : coefficient cinétique de respiration endogène $b' = 0,07 j^{-1}$

a' : coefficient respirométrique du système cellulaire.

a' est en fonction de C_m .

pour une valeur de C_m qui est de 0,15 ; on a : $a' = 0,6$

1. Quantité d'oxygène journalière

$$Q(O_2)_j = 0,6 \cdot 3570.1 + (0,07 \cdot 25461.2) = 3924.34 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

2. Quantité d'oxygène horaire

$$Q(O_2)_h = 3924.34/24 = 163.51 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

3. Quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin

$$Q(O_2) = 3924.34/7639 = 0.51 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

4. Quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe

$$Q(O_2)_{\text{pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_t / 24)$$

La respiration endogène de la boue restante est la même sur 24 heures.

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

$(L_e = S_e \cdot Q_{\text{moy.j}} / T_d)$: la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$Q(O_2)_{\text{pte}} = 0,6 \cdot 3570.1/16 + (0,07 \cdot 25461.2/24) = 208.14 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

5. Besoins réels de pointe en O₂

En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gênée par la présence dans les eaux usées des matières en suspension (M.E.S) et d'agents tensioactifs.

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs.

$$Q(O_2)_{reel} = \frac{Q(O_2)_{pte}}{\beta \times \alpha} \quad \text{On exprime } T = \alpha \times \beta$$

α : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendent de la nature de l'eau et du système d'aération. $\alpha = \frac{C_s(\text{eau.usée})}{C_s(\text{eau.épurée})}$

C_s : la concentration en oxygène à saturation à l'interface . $\alpha = 0.8$

Pour faire intervenir la correction correspondante au déficit en oxygène dissous consécutif à la présence d'oxygène réellement dissous dans la liqueur mixte, on exprime le défaut en fonction de la valeur à saturation par le coefficient β , tel que $0.8 < \beta < 0.95$.

On prend:

$$\beta = 0.85$$

$$\text{Donc: } Q(O_2)_{reel\ pte} = \frac{208.14}{0.85 \times 0.8} \quad Q(O_2)_{reel\ pte} = 306.09 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

$$\text{Alors: } Q(O_2)_{reel\ jour} = \frac{Q(O_2)}{\alpha \times \beta} = \frac{3924.34}{0.85 \times 0.8} \quad Q(O_2)_{reel\ jour} = 5771.09 \text{ kgO}_2/\text{j}$$

d. Calcul de l'aérateur de surface à installer

1. Calcul de la puissance d'aération nécessaire : pour un seul bassin

$$1.5 \leq Pa \leq 1.9 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$$

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{reel\ pte}}{P_a} = 153.05/1.5 \quad P_n = 102.03 \text{ kw}$$

2. Puissance de brassage

$$P_{abs} = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$$

$$P_{abs} : \text{puissance absorbée par m}^2 \text{ du bassin (w/m}^2) \quad P_{abs} = 80 \text{ w/m}^2$$

$$P_b = S_h * P_{abs} = 764 * 70 = 53.48 \text{ KW.} \quad P_b = 53.48 \text{ KW}$$

3. Calcul du nombre d'aération dans le bassin

$$N_a = \frac{P_n}{P_b} = \frac{102.03}{53.48} \quad N_a = 2 \text{ aérateurs pour chaque bassin}$$

4. Besoin en énergie de l'aérateur

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/Kwh .

$$E = Q(\text{O}_2)_{\text{reel pte}} / 1,5 = 306.09/1,5 \quad \mathbf{E = 204.06 \text{ Kwh /h}}$$

e. Bilan de boues

1. Calcul de la quantité des boues en excès

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_t - X_{eff}$$

avec :

X_{\min} : boues minérales

X_{dur} : boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 de MVS en épuration à faible charge, où le temps de séjour dans le bassin d'épuration permet une action prolongée de micro-organismes.

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO_5 éliminées)

a_m : 0,53 . puisque $0,53 < a_m < 0,56$

L_e : Quantité de DBO_5 à éliminer (Kg/j)

b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

$$b = \frac{b'}{1,42}$$

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène. $b' = 0,1$

$$b = \frac{0,07}{1,42} = 0,05$$

X_t : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg)

X_{eff} : fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES est 3213.92 Kg/j

$$X_{\min} = 964.18 \text{ Kg} / j$$

$$X_{dur} = 0,3 \cdot MVS$$

$$X_{dur} = 0,3 * 2249.74 = 674.92 \text{ Kg} / j$$

$$a_m L_e = 0,53 * 3570.1 = 1892.15 \text{ Kg} / j$$

$$b X_t = 0,05 * 25461.2 = 1273.06 \text{Kg} / j$$

$$X_{eff} = 0,03 * 8302.56 = 249.08 \text{Kg} / j$$

Alors :

$$\Delta X = 1892.15 + 964.18 + 674.92 - 1273.06 - 249.08$$

$$\Delta X = 2009.11 \text{kg} / j$$

2. Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

Avec : X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman

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

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

On prend : $I_m = 130$ D'où :

$$X_m = \frac{1200}{130} \qquad X_m = 9,23 \text{Kg} / m^3$$

3. Débit de boues en excès

Ce débit est donné par :

$$Q_{exés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{2009.11}{9,23} \qquad Q_{exés} = 217.67 m^3 / j$$

4. Débit spécifique par m^3 de bassin

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

V : volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = \frac{2009.11}{7639} \qquad q_{sp} = 0,26 \text{Kg} / m^3 . j$$

5. Débit des boues recyclées

La recirculation des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, afin de réensemencer celui-ci et d'y maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque une carence en oxygène, dans une anaérobie et dans certains cas on assiste au phénomène de dénitrification avec une remontée des boues à la surface.

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit

Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

R :taux de recyclage(%)

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 3.33Kg/m^3

Donc :

$$R = \frac{100 * 3.33}{\frac{1200}{130} - 3.33}$$

$$R=56.44\%$$

6.Débit des boues recyclées

$$Q_r = R.Q_j$$

Donc :

$$Q_r = 0,5644 * 8302.56$$

$$Q_r = 4685.96 \text{m}^3 / j$$

7.Age des boues

L'âge des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

Donc :

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{25461.2}{2009.11} = 12.67 \text{ jours.} \quad A_b = 12 \text{ jours et } 16.08 \text{ heures.}$$

f. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recirculées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation)

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

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

Pour le calcul du décanteur secondaire, on prend les données suivantes :

Le temps de séjour : $t_s = (1,5 - 2) \text{ heures.}$ on prend $t_s = 1,5 \text{ h.}$

La Vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a = 2,5 \text{ m/h}$

Le débit de pointe : $Q_{\text{pte,p}} = 1957.26 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0.54 \text{ m}^3/\text{s}}$

1. Volume du décanteur

$$V = Q \cdot t_s = 1957.26 * 1,5 \rightarrow V = 2936 \text{ m}^3$$

2. Surface horizontale du décanteur:

$$S_h = \frac{Q}{V_a} = \frac{1957.26}{2,5} \quad S_h = 783 \text{ m}^2.$$

3. Hauteur du décanteur

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{2936}{783} = 3.75 \text{ m.}$$

On prend une hauteur de revanche de 0,8 m donc $H_t = 3,75 + 0,8 = 4.55 \text{ m}$

4. Diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 * 2936}{3,14 \cdot 4.55}} = 28.67 \text{ m.} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{D = 29 \text{ m}}$$

5. Temps de séjour

$$t_s = V / Q_{\text{pte,p}}$$

$$t_s = 2936 / 1957.26$$

$$\mathbf{t_s = 1 \text{ h } 30 \text{ min}}$$

2. Horizon 2045**Tableau VI.8:** Résultats de calcul du bassin d'aérateur et du clarificateur pour l'horizon 2030 et pour l'horizon 2045 (Faible charge)

Désignations	Unité	2030	2045 Extension
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m ³ /j	8302.56	2884.8
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m ³ /h	345.94	120.2
Débit de pointe en temps de pluie $Q_{pte,p}$	m ³ /h	1957.26	585.27
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	3819.18	1327.01
Concentration de l'effluent en DBO5 S_o	mg/l	460	460
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO5/j	249.08	86.54
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO5/j	3570.1	1240.47
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	93.48	93.48
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m ³	3819.5	2654.02
Nombre	-	2	1
Hauteur du bassin H	m	5	5
Surface horizontale du bassin S_h	m ²	764	531
Largeur du bassin B	m	15	12.5
Longueur du bassin L	m	52.5	43.75
La masse de boues dans le bassin X_t	Kg	25461.2	8846.73
Concentration de boues dans le bassin X_a	Kg / m ³	3.33	3.33
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	22.08	22.09
- débit de pointe en temps sec	h	11.71	13.61
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{o2}	KgO ₂ /j	3924.34	1363.55
La quantité d'oxygène horaire $q_{o2/24}$	KgO ₂ /h	163.51	56.81

La quantité d'oxygène nécessaire pour un 1 m ³ du bassin q _{o2} /m ³	KgO ₂ /m ³ j	0.51	0.51
Besoins en pointe horaire en oxygéné q _{o2} pte	KgO ₂ /h	208.14	75.63
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	306.09	111.21
Calcul de puissance de l'aération nécessaire	Kw	102.03	74.14
puissance de brassage	kW	53.48	31.17
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	3
Bilan de boues			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	2009.11	698.08
Concentration de boues en excès X _m	Kg/m ³	9.23	9.23
Le débit de boues en excès Q _{excès}	m ³ /j	217.67	75.63
Le débit spécifique par de bassin	Kg /m ³ .j	0.26	0.26
Le taux de boues recyclées R	%	56.44	56.44
Le débit des boues recyclées Q _r	m ³ /j	4685.96	1628.18
Age des boues A _b	j	12.67	12.67
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	783	235
Diamètre	m	29	16
Volume	m ³	2936	878
Hauteur	m	4.55	4.53
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps De pluie	h	1.5	1.5

Conclusion

En faisant une comparaison entre les deux variantes en ce qui concerne les traitements secondaires (biologique), on remarque que pour la variante à faible charge, les ouvrages de traitement, plus précisément le bassin d'aération sont nettement plus importants que ceux de la va-

riante à moyenne charge, et même si on peut supprimer le décanteur primaire cela reviendra plus cher de construire une station avec fonctionnement à faible charge que d'édifier une à moyenne charge. De plus, la quantité de boues extraites est nettement supérieure pour la variante à faible charge, ce qui implique qu'il faut un grand dispositif de traitement de ces dernières.

VI.6. Désinfection

VI.6.1. Introduction

La désinfection des eaux usées est un traitement d'élimination durable des agents pathogènes, bactéries et virus, elle peut se pratiquer au chlore (NaClO), à l'ozone.

Le choix entre les deux types de désinfections est habituellement en défaveur de l'ozone, à cause du coût d'investissement et de maintenance.

En Algérie l'utilisation du chlore gazeux pose beaucoup de problèmes surtout la sécurité de stockage qui doit être examinée et résolue avec toute l'attention nécessaire.

Généralement le meilleur désinfectant que l'on rencontre est l'eau de javel car ce dernier coûte moins cher et disponible sur le marché.

▪ Dose du chlore à injecter

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes.

1. Horizon 2030

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn .

a. Dose journalière

$$D_j = Q_{\text{moy } j} * (\text{Cl}_2) = 8302.56 * 0.01 = 83.03 \text{ Kg/j}$$

b. Calcul de la quantité du javel pouvant remplacer la quantité du chlore

On prend une solution d'hypochlorite à 48°.

1° de chlorométrie → 3.17 g de Cl_2 / NaClO .

48° de chlorométrie → X

$$X = 3.17 * 48 / 1 = 152.16 \text{ g de } \text{Cl}_2 / \text{NaClO}$$

c. Quantité d'hypochlorite nécessaire

1 m³ (NaClO) → 152.16 kg de Cl_2

Q_j → 83.03 Kg/j

$$Q_j = 83.03 / 152.16 = 0.55 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j = 22.73 \text{ l/h}$$

d. Quantité annuelle d'hypochlorite

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 200.75 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

e. Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{pte,p}} = 1957.26 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

1. Volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 1957.26 \cdot 30/60 = 978.5 \text{ m}^3 \text{ on prend } V=979 \text{ m}^3$$

2. Hauteur du bassin

On fixe $H = 4\text{m}$

3. Surface horizontale

$$S_h = V/H = 244.75 \text{ m}^2$$

On prend $S_h = 245 \text{ m}^2$

4. Largeur et la longueur

On prend $L = 13\text{m}$ donc $B = S_h / L = 245 / 13$ $B = 18.85 \text{ m}$ on prend $B = 19 \text{ m}$

2. Horizon 2045**a. Dose journalière**

$$D_j = Q_{\text{moy j}} (\text{Cl}_2) = 2884.8 \cdot 0.01 = 28.85 \text{ Kg/j}$$

b. Quantité d'hypochlorite nécessaire

$$Q_j = 28.85 / 152.16 = 0.19 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{j} = 7.92 \text{ l/h}$$

c. Quantité annuelle d'hypochlorite

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 69.35 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

d. Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{pte,p}} = 585.27 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

1. Volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 585.27 \cdot 30/60 = 293 \text{ m}^3$$

2. Hauteur du bassin

On fixe $H = 4\text{m}$

3. Surface horizontale

$$S_h = V/H = 74 \text{ m}^2$$

4. Largeur et la longueur

On prend $L = 13\text{m}$ donc $B = S_h / L = 74 / 13$ $B = 5.69 \text{ m}$ on prend $B = 6 \text{ m}$

Tableau VI .9. Tableau récapitulatif (la désinfection)

Caractéristiques	Horizon 2030	Horizon 2045 (extension)
Nombre	01	01
Volume	979 m ³	293m ³
Surface	245 m ²	74 m ²
Hauteur	4 m	4 m
Longueur	13 m	13 m
Largeur	19 m	6m

VI.7.Traitement des boues

VI.7.1.Introduction

La quantité et les caractéristiques des boues produites dépendent non seulement des caractéristiques de l'effluent à traiter mais encore du procédé de traitement choisi, souvent lié à la taille de l'installation ou à des contraintes particulières. C'est ainsi que les stations par boues actives en aération prolongée sont parmi les ouvrages qui produisent un minimum de boues en excès justifiable d'une simple concentration suivie en général d'une déshydratation naturelle (lit de séchage), alors qu'une station biologique travaillant à forte charge produira à la fois des boues biologiques fermentescibles en quantité plus importante mais également des boues séparées de l'eau lors la décantation primaire. Ces boues nécessitent généralement une stabilisation (aérobie ou anaérobie) avant tout traitement mécanique ou thermique de déshydratation. Dans une station d'épuration d'eau usée urbaine, la récupération des boues provient:

- Du décanteur primaire;
- Du décanteur secondaire.

Les boues primaires sont très hétérogènes et sont constituées de 65 à 70 % de matières organiques fermentescibles. Leur teneur en eau est de 90 à 95%. Les boues secondaires présentent une teneur en matière organique de 75 % et une teneur en eau d'environ 99%.

L'objectif du traitement des boues est double :

- Réduction du volume des boues par élimination plus ou moins poussée de leur humidité ;
- Réduction du pouvoir fermentescible, ou stabilisation.

VI.7.2. Variante à moyenne charge

a. Choix de la filière de traitement de boues

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- Un épaissement des boues
- Une digestion anaérobie
- Une déshydratation sur lits de séchage

1. Horizon 2030

VI.7.2.1. Dimensionnement de l'épaisseur

L'épaisseur sera dimensionner on fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire.

a. Boues issues dans le décanteur primaire B_I

$$B_I = \text{DBO}_{5\text{éliminée}} + \text{MES}_{\text{éliminée}} \dots \dots \dots (\text{VI.34})$$

$$B_I = 1928.35 + 1336.71 \qquad \qquad \qquad B_I = 3265.06 \text{ kg/j}$$

b. Boues issues du décanteur secondaire B_{II}

$$B_{II} = \Delta X \text{ ou } \Delta X : \text{ les boues en excès.} \qquad \qquad \qquad B_{II} = 1296.37 \text{ kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera : $B_T = B_I + B_{II}$

$$B_T = 3265.06 + 1296.37$$

$$B_T = 4561.43 \text{ kg/j}$$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaisseur :

Pour les boues primaires $X_I = 7 \text{ g/l}$.

Pour les boues secondaires $X_{II} = 9.23 \text{ g/l}$

c. Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur

1. Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaisseur

- Pour les boues primaires B_I :

$$Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} \dots \dots \dots (\text{VI.35})$$

Avec :

B_I : quantité de boues issues du décanteur primaire.

X_I : la concentration des boues où elle est égale à 25g/l.

$$\text{Donc : } Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} = \frac{3265.06}{7} \quad Q_{BI} = 466.44 m^3 / j$$

- Pour les boues secondaires B_{II} :

$$Q_{BII} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = \frac{1296.37}{9.23} \quad Q_{BII} = 140.45 m^3 / j$$

$$Q_{BII} = \Delta X = 1296.37 kg / j$$

$$\text{Le débit total } Q_B = Q_{BI} + Q_{BII} = 466.44 + 140.45 \quad Q_B = 606.89 m^3 / j$$

2. Concentration du mélange [X]

$$[X] = \frac{B_I + B_{II}}{Q_B} = \frac{3265.06 + 1296.37}{606.89} \quad [X] = 7.52 \text{ g/l}$$

3. Volume de l'épaississeur V

t_s : temps de séjours ; $t_s = 1 \text{ à } 2 \text{ jours} \rightarrow t_s = 1.5 \text{ j}$

$$V = Q_B \times t_s = 606.89 \times 1.5 \quad V = 910.33 m^3$$

4. Surface horizontale S_h

Pour une profondeur de $H = 3m$ on calcul :

$$S_h = V / H = 910.33 / 3 \quad S_h = 304 m^2$$

5. Diamètre D

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 304}{3.14}} \quad D = 20 \text{ m}$$

VI.7.2.2. Dimensionnement du digesteur

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leurs quantités, les boues épaissies arrivent au digesteur avec une concentration de 40 g/L .

Le débit des boues arrivant au digesteur (**boues épaissies Q_{BE}**) :

$$Q_{BE} = \frac{B_I + B_{II}}{C_B} \dots \dots \dots (VI.36)$$

$$Q_{BE} = \frac{3265.06 + 1296.37}{40}$$

$$Q_{BE} = 114.04 m^3 / j$$

a. Temps de séjour du digesteur t_s

$$t_s = 175 * 10^{(-0.03 \cdot t)} \dots \dots \dots (VI.37)$$

$t = 35^\circ C$.

$$t_s = 15,6 \text{ jours}$$

b. Volume du digesteur V_d

$$V_d = Q_{BE} \cdot t_s = 114,04 \cdot 15,6 = 1779,02 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V_d = 1779,02 \text{ m}^3}$$

c. Diamètre du digesteur D_d

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{1779,02 \times 4}{3,14 \times 4}} \quad / \quad \mathbf{H = 4 \text{ m}} \quad \mathbf{D_d = 23,8 \text{ m}}$$

d. Surface horizontale S_h

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \times 23,8^2}{4} \quad \mathbf{S_h = 444,66 \text{ m}^2}$$

e. Quantité de matières sèches des boues fraîches F_g

$$F_g = Q_{BE} \cdot F_s \cdot K_s \dots\dots\dots(\text{VI.38})$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne /m}^3$$

F_s : la teneur en matières solides

$$F_s = 3 \text{ à } 4\% \text{ on prend } 4\%$$

$$\text{Donc : } F_g = 114,04 \cdot 1 \cdot 0,04 = 4,56 \text{ tonne /j.}$$

f. Quantité de matière organique dans la boue fraîche F_o

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$F_o = 0,6 \cdot F_g \dots\dots\dots(\text{VI.39})$$

$$F_o = 0,6 \cdot 4,56 \quad \mathbf{F_o = 2,73 \text{ tonne /j}}$$

g. Quantité du gaz produite Q_{gaz}

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o \dots\dots\dots(\text{VI.40})$$

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (35)^{1/2} \cdot 2,73 \quad \mathbf{Q_{\text{gaz}} = 2228,82 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ Quantité moyenne du gaz

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot Q_{\text{gaz}} \dots\dots\dots(\text{VI.41})$$

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot 2228,82 = \mathbf{1671,62 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ Quantité du méthane (CH_4)

$$Q_{\text{CH}_4} = (0,6 \text{ à } 0,65) Q'_{\text{gaz}} \dots\dots\dots(\text{VI.42})$$

on prend $Q_{\text{CH}_4} = 0,65 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 \cdot 1671,62 \quad \mathbf{Q_{\text{CH}_4} = 1086,55 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ **Quantité du gaz carbonique CO₂**

$$Q_{CO_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}} \dots\dots\dots(VI.43)$$

on prend $Q_{CO_2} = 0,3 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{CO_2} = 0,3 * 1671.62 \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q_{CO_2} = 501.49 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ **Quantité restante de gaz**

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₂, H₂...)

$$Q_{\text{rest}} = 0,05. Q'_{\text{gaz}} \dots\dots\dots(VI.44)$$

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 * 1671.62 \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q_{\text{rest}} = 83.58 \text{ m}^3/\text{j}}$$

h. Quantité minérale dans la boue

$$F_m = F_g - F_o = 4.56 - 2.73 \qquad \qquad \qquad \mathbf{F_m = 1.83 \text{ tonne}/\text{j}}$$

➤ **Quantité de boues digérées**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_{gf}} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right) \dots\dots\dots(VI.45)$$

Avec:

fg : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$fg = 10\%$$

dff : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$dff = 2 \text{ T}/\text{m}^3$$

df : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $df = 1 \text{ T}/\text{m}^3$

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0,138 t^{0,1/2}) \dots\dots\dots (VI.46)$$

$$F_{gf} = 1.83 + 2.73(1 - 0,138 * 35^{1/2})$$

$$F_{gf} = 2.33 \text{ T}/\text{j}$$

$$Q_r = 1.16 (1/1 * 0,1 + 1/2 + 1/1) \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q_r = 26.8 \text{ m}^3/\text{j}}$$

VI.7.2.3. Dimensionnement des lits de séchage

Généralement il est composé d'une couche supérieure de sable de 10cm (calibre 0.5 à 1.5mm) d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15mm) et d'une couche inférieure de gros graviers (calibre 10à4mm) reposant sur le sol imperméable et soigneusement nivelé, des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés avec une légère pente dans la couche de base.

Les boues épandues liquéfiées sur une partie par de l'eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues.

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à 1296.37 Kg/j

a. Volume d'un lit V

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm .

on prend e =30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend L = 20 m :

H = 1 m

Et B = 8 m $V = 8 \cdot 20 \cdot 0,3 = 48 \text{ m}^3$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l.

On prenant une concentration de 35 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{1296.37}{35} = 37.04 \text{ m}^3/\text{j} \quad \mathbf{V_e=37.04 \text{ m}^3/\text{J}}$$

b. Volume des boues épandues par lit et par an V_a

On admet que le lit sert 10 fois par an

Donc :

$$V_a = 10 \cdot V = 10 \cdot 48 \quad \mathbf{V_a = 480 \text{ m}^3}$$

c. Volume de boue à sécher par an V_{an}

$$V_{an} = 37.04 \cdot 365 \quad \mathbf{V_{an} = 13519.6 \text{ m}^3/\text{an}}$$

d. Nombre de lits nécessaires

$$N = V_{an} / V_a = 13519.6 / 480 \quad \mathbf{N = 29 \text{ lits}}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = 29 \cdot 160 = 4640 \text{ m}^2$

2. Horizon 2045 (extension)

VI.7.2.4. Dimensionnement de l'épaississeur

a. Boues issues dans le décanteur primaire B_I

$$B_I = \text{DBO}_{5\text{éliminée}} + \text{MES}_{\text{éliminée}} \rightarrow \quad \mathbf{B_I = 1134.49 \text{ kg/j}}$$

b. Boues issues du décanteur secondaire B_{II}

$$B_{II} = \Delta X \text{ ou } \Delta X : \text{ les boues en excès.} \quad \mathbf{B_{II}=450.35 \text{ kg/j}}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera : $B_T = B_I + B_{II}$

$$B_T = 1134.49 + 450.35$$

$$\mathbf{B_T = 1584.84 \text{ kg/j}}$$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur :

Pour les boues primaires $X_I = 7 \text{ g/l}$.

Pour les boues secondaires $X_{II} = 9.23 \text{ g/l}$

c. Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

1. Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur

- Pour les boues primaires B_I :

$$Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} \quad \text{avec :}$$

B_I : quantité de boues issues du décanteur primaire.

X_I : la concentration des boues où elle est égale à 25g/l.

$$\text{Donc : } Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} = \frac{1134.49}{7} \quad Q_{BI} = 162.07 \text{ m}^3 / \text{j}$$

- Pour les boues secondaires B_{II} :

$$Q_{BII} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = \frac{450.35}{9.23} \quad Q_{BII} = 48.79 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{BII} = \Delta X = 450.35 \text{ kg} / \text{j}$$

$$\text{Le débit total } Q_B = Q_{BI} + Q_{BII} = 162.07 + 48.79 \quad Q_B = 210.86 \text{ m}^3 / \text{j}$$

2. Concentration du mélange [X]

$$[X] = \frac{B_I + B_{II}}{Q_B} = \frac{1134.49 + 450.35}{210.86} \quad [X] = 7.52 \text{ g/l}$$

3. Volume de l'épaississeur V

t_s : temps de séjours = 1.5 j ; t_s (1 à 2 j).

$$V = Q_B \times t_s = 210.86 \times 1.5 \quad V = 316.29 \text{ m}^3$$

4. Surface horizontale S_h

Pour une profondeur de $H = 3\text{m}$ on calcul :

$$S_h = V / H = 316.29 / 3 \quad S_h = 105.43 \text{ m}^2$$

5. Diamètre D

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 105.43}{3.14}} \quad D = 12 \text{ m}$$

VI.7.2.5. Dimensionnement du digesteur

Le débit des boues arrivant au digesteur (**boues épaissies Q_{BE}**) :

$$Q_{BE} = \frac{B_I + B_{II}}{C_B} = \frac{1134.49 + 450.35}{40} \quad Q_{BE} = 39.62 \text{ m}^3/\text{j}$$

a. Temps de séjour du digesteur t_s

$$t_s = 15,6 \text{ jours}$$

b. Volume du digesteur V_d

$$V_d = Q_{BE} \cdot t_s = 39.62 * 15,6 \quad V_d = 618.07 \text{ m}^3$$

c. Diamètre du digesteur D_d

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{618.07 \times 4}{3.14 \times 4}} \quad / \quad H = 4 \text{ m} \quad D_d = 14.02 \text{ m}$$

d. Surface horizontale S_h

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \times 14.02^2}{4} \quad S_h = 154.3 \text{ m}^2$$

e. Quantité de matières sèches des boues fraîches F_g

$$F_g = Q_{BE} \cdot F_s \cdot K_s$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne / m}^3$$

F_s : la teneur en matières solides

$F_s = 3 \text{ à } 4\%$ on prend 4%

$$\text{Donc : } F_g = 39.62 * 1 * 0,04 = 1.58 \text{ tonne / j}$$

f. Quantité de matière organique dans la boue fraîche F_o

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 * 1.58 \quad F_o = 0.95 \text{ tonne / j}$$

➤ **Quantité du gaz produite Q_{gaz}**

$$Q_{gaz} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} * 0.95 \quad Q_{gaz} = 775.6 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Quantité moyenne du gaz**

$$Q'_{gaz} = 0,75 \cdot Q_{gaz} = 0,75 * 775.6 = 581.7 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Quantité du méthane (CH_4)**

$$Q_{CH_4} = 0.65 * 581.7 \quad Q_{CH_4} = 378.1 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Quantité du gaz carbonique CO_2**

$$Q_{CO_2} = 0,3 * 581.7 \quad Q_{CO_2} = 174.51 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Quantité restante de gaz**

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 \cdot Q'_{\text{gaz}} = 0,05 \cdot 581,7$$

$$Q_{\text{rest}} = 29,09 \text{ m}^3/\text{j}$$

g. La quantité minérale dans la boue :

$$F_m = F_g - F_o = 1,58 - 0,95$$

$$F_m = 0,63 \text{ tonne/j}$$

➤ **Quantité de boues digérées**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)$$

Avec:

f_g : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$f_g = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$$

d_f : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_f = 1 \text{ T/m}^3$

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0,138 t^{0,1/2}) = 0,63 + 0,95 (1 - 0,138 \cdot 35^{1/2})$$

$$F_{gf} = 0,41 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 0,8 \left(\frac{1}{1} \cdot 0,1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{1} \right)$$

$$Q_r = 9,2 \text{ m}^3/\text{j}$$

VI.7.2.6. Dimensionnement du lits de séchage

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à 450,35 Kg/j

a. Le volume d'un lit V

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm .

on prend $e = 30 \text{ cm}$

La longueur $L = (20 \text{ à } 30) \text{ m}$

On prend $L = 20 \text{ m}$:

$$H = 1 \text{ m}$$

$$\text{Et } B = 8 \text{ m} \quad V = 8 \cdot 20 \cdot 0,3 = 48 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l.

On prenant une concentration de 40 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{450,35}{40} = 11,26 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_e = 11,26 \text{ m}^3/\text{j}$$

b. Volume des boues épandues par lit et par an V_a

On admet que le lit sert 10 fois par an

Dimensionnement du lit de séchage			
Longueur	m	20	20
Largeur	m	8	8
Hauteur	m	1	1
Hauteur de boue dans le lit	m	0.3	0.3
Volume	m ³	48	48
Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	37.04	11.26
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	480	480
Volume de boue à sécher par an	m ³ /an	13519.6	4109.9
Nombre de lits	-	29	9
La surface totale des lits de séchage	m ²	4640	1440

VI.7.3. Variante à faible charge

Pour ce qui concerne les boues provenant d'un traitement par boues activées à aération prolongée sont fortement minéralisées. Donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans les digesteurs, la filière choisie pour le traitement de ces boues est composé des étapes suivantes :

- L'épaississement.
- Déshydratation naturelle (lits de séchage).

Tableau VI.11 : Calcul des ouvrages de traitement à faible charge

Désignations	unité	2030	2045(ex)
Dimensionnement de l'épaississeur			
Concentration à l'entrée de l'épaississeur	g/l	9.23	9.23
Débit journalier reçu par l'épaississeur	m ³ /j	217.67	75.63
Temps de séjour	J	1.5	1.5
Volume	m ³	326.51	113.45
Hauteur	m	3	3
Surface	m ²	108.84	37.82
diamètre	m	12	7
Dimensionnement du lit de séchage			
Longueur	m	20	20
Largeur	m	8	8
Hauteur	m	1	1
Hauteur de boue dans le lit	m	0,3	0,3
Volume	m ³	48	48
Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	57.4	19.95

Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	480	480
Volume de boue à sécher par an	m ³ /an	20951	7281.75
Nombre de lits	-	44	16
La surface totale des lits de séchage	m ²	7040	2560

Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu dimensionner les différents ouvrages du prétraitement, des traitements primaire, secondaire et tertiaire, ainsi que les ouvrages de traitement des boues, et d'après la première constatation la variante à moyenne charge est plus avantageuse que celle à faible charge. Toute fois, l'étude économique du projet sera décisive sur le choix de la variante à adopter.

Chapitre **VII**

Calcul hydraulique

Chapitre VII : Calcul hydraulique

VII.1. Introduction

Ces calculs auront pour le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de BY-PASS, conduite de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

VII.2. Déversoir d'orage

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits des eaux usées, appelées « débit en temps sec ».

La partie déversante est acheminée vers l'oued El Charef, dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

Le débit de pointe par temps Sec : $Q_{pte,s} = 235.41 \text{ l/s} = 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial a été estimé par la D.R.E. de Souk-Ahras à $Q_{pl} = 1130 \text{ l/s}$ c à d $1.13 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{pte,s} + Q_{pl} = 0,24 + 1.13 = 1.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.2.1.A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2045 :

$$Q_v = 1.37 \text{ m}^3/\text{s} \quad I = 1\%$$

Et d'après l'abaque de Basin (01)

$D_e = 1000 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir)

$$Q_{ps} = 1.7 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (débit à pleine section)}$$

$$V_{ps} = 2.13 \text{ m/s} \text{ (vitesse à pleine section)}$$

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

$$R_Q = Q_v / Q_{ps} = 1.37 / 1.7 = 0.81 \text{ (rapport des débits)}$$

$$R_H = H_e / D_e = 0.69 \Rightarrow H_e = 0,69 \cdot 1000 = 690 \text{ mm} \text{ (hauteur de remplissage)}$$

$$R_V = V / V_{ps} = 1,11 \Rightarrow V = 2,13 \cdot 1,11 = 2,36 \text{ m/s} \text{ (rapport des vitesses)}$$

VII.2.2.A l'aval du déversoir

$$Q_{pte,p} = Q_{step} = 0,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0.6\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.66 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$R_Q = 0.55; \quad R_H = 0.53; \quad R_V = 1.09;$$

Avec les paramètres hydrauliques :

$$R_Q = Q_{pte,p} / Q_{ps} = 0.71/1.3 = 0,55 \quad (\text{rapport des débits}).$$

$$R_H = H_s / D_s = 0,53 \Rightarrow H_s = 0,54 \cdot 1000 = 540 \text{ mm} \quad (\text{hauteur de seuil}).$$

$$R_V = V / V_{ps} = 1,02 \Rightarrow V = 1,02 \cdot 1,66 = 1,69 \text{ m/s} \quad (\text{vitesse}).$$

VII.2.3. Le débit déversé vers le milieu naturel (Q_d)

$$Q_d = Q_v - Q_{STEP} = 1,37 - 0,71 = 0.66 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 0.66 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.2.4. Dimensionnement du déversoir d'orage

- La hauteur d'entrée $H_e = 690 \text{ mm}$
- La hauteur de seuil $H_s = 540 \text{ mm}$
- La lame d'eau déversée est donnée par :

$$H_d = (H_e - H_s)$$

$$H_d = (690 - 540) = 150 \text{ mm}$$

VII.2.5. la largeur du seuil déversant

$$b = (3 * Q_d) / (2m(2g)^{1/2} H_d^{3/2})$$

Avec :

m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,6$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s

$$b = (3 * 0.66) / (2 * 0,6 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,150^{3/2}) = 6.41 \text{ m}$$

Donc on prend $b = 7\text{m}$

VII.2.6. Dimensionnement de la conduite de fuite

C'est une conduite qui sert à évacuer la partie d'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose une pente de 0.6%

$$Q_d = 0.66 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

$$D_d = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.41 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc } r_Q = 0,96$$

abaque de Bazin (02) on aura :

$$R_h = 0.78$$

$$R_v = 1,13$$

VII.2.7. Dimensionnement de la conduite By-pass

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{STEP} = 0,71 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 1% et elle devra intervenir lors d'un danger sur la station, et l'eau est dirigée vers le milieu récepteur.

$$Q_{STEP} = 0,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.81 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$R_Q = 0,78; \quad R_H = 0,67; \quad R_V = 1.10$$

VII.3.Profil hydraulique :

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).

VII.3.1.Côtes du terrain naturel des ouvrages

Ces côtes sont tirées du plan d'implantation suivant la position topographique de chaque ouvrage.

Tableau VII.1 : Cotes du terrain naturel des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	776.48
Dessableur-deshuilleur	775.5
Décanteur primaire	775.1
Bassin d'aération	774.72
Décanteur secondaire	773
Bassin de désinfection	772

VII.3.2.Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages**Tableau VII.2 :** Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur – Dessableur-deshuilleur	13.09
Dessableur-deshuilleur– Décanteur I	8.32
Décanteur I - Bassin d'aération	16.39
Bassin d'aération - Décanteur II	15.84
Décanteur II- Bassin de désinfection	17.17

VII.3.3.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les pertes de charges

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau car il présente une bonne caractéristique de point de vue :

- ✓ Dureté, étanchéité
- ✓ Bonne résistance à la corrosion.
- ✓ Une très bonne flexibilité.
- ✓ Faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots \dots \dots (V.12)$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q : débit en m³/s ; (Q=0.71m³/s)

L : longueur de la conduite

D : diamètre de la conduite

β : 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

C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B

Pour le PEHD, on a :

✓ K=0,001052

✓ m=4,774

✓ β=1,77

A. Diamètre

D'après la formule (V.12) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \dots \dots \dots (V.13)$$

VII.3.4. Calculs des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

P₁/W et P₂/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

V₁²/2g et V₂²/2g : énergies cinétiques en (1) et (2).

Z₁ et Z₂ : cotes des points (1) et (2).

H₁₋₂ : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

Posons: $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$ donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$ cote piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$ cote piézométrique au point (2).

$$C_{p2} = C_{p1} + H_{1-2}$$

a. Conduite dégrilleur -désableur (A-B)

On a : la côte du radier du dégrilleur(A) : 776.48 m ,Hauteur d'eau : 0.8m

D'où : $C_{pA} = 777.28$ m

Côte du radier du désableur-déshuileur(B) : 775.5 m

Hauteur d'eau : 1.5m

D'où : $C_{pB} = 777$ m

$L = 13.09$ m

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} = \sqrt[4.774]{0.001052 * 13.09 * (0.71)^{1.77} / (777.28 - 777)} = 0.468m \quad D_n = 500 \text{ mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}' = 777.07m$$

❖ La vitesse

$$V = Q / S = 4Q / \pi D^2 \rightarrow V = 3.61 \text{ m/s}$$

b. Conduite désableur - bassin de décantation (A-B)

$C_{pA}' = 777.07m$

Côte du radier du bassin de décantation (B) : 773.6m ; Hauteur d'eau : 3 m

D'où : $C_{pB} = 776.6m$

$L = 8.32m$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA}' - C_{pB})}} \Rightarrow D = 0,382m \rightarrow D_n = 400 \text{ mm}$$

❖ Cote piézométrique :

$$D'ou\ on\ aura : C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}' = 776.69m$$

❖ La vitesse

$$V = Q / S = 4Q / \pi D^2 \rightarrow V = 3.2m/s$$

c. Conduite bassin décantation - aération (A-B)

$$C_{pA}' = 776.69m$$

Côte du radier d'aérateur (B) : 773.22 m ; Hauteur d'eau : 3.5m

$$D'ou : C_{pB} = 776.22 m$$

$$L = 16.39 m$$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA}' - C_{pB})}} \Rightarrow D = 0.342 m \rightarrow D_n = 315mm$$

❖ Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}' = 775.99m$$

❖ La vitesse

$$V = Q / S = 4Q / \pi D^2 \rightarrow V = 3.1m/s$$

d. Conduite d'aération - bassin de clarificateur (A-B)

$$C_{pA}' = 775.99m$$

Côte du radier du bassin de clarification (B) : 771.5m ;

Hauteur d'eau : 3.5m ; D'ou : C_{pB}: 775m

$$L = 15.84m$$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA}' - C_{pB})}} \Rightarrow D = 0.291m \rightarrow D_n = 315 mm$$

❖ Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}' = 775.31 m$$

❖ La vitesse

$$V=Q / S =4Q/\pi D^2 \rightarrow V=2.8\text{m/s}$$

e. Conduite clarificateur -bassin de désinfection (A-B)

$$C_{pA}'=775.31 \text{ m}$$

Côte du radier du bassin de désinfection(B) :771m ;

Hauteur d'eau : 3.5 m

D'où : C_{pB} :774.5m

L=25m

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \Rightarrow D=0,429 \rightarrow$$

$$D_n=500\text{mm}$$

$$\text{❖ Cote piézométrique : D'où on aura : } C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}' = 774.92\text{m}$$

❖ La vitesse

$$V=Q / S =4Q/\pi D^2 \rightarrow V=2.5\text{m/s}$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous.

Tableau VII.3 : Récapitulatif des résultats.

Désignations	Cote terrain (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
dégrilleur	776.48	0.8	777.28
déssableur déshuileur	775.5	1.5	777.07
décanteur primaire	775.1	3	776.69
bassin d'aération	774.72	3.5	775.99
Décanteur secondaire	773	3.5	775.31
Bassin de désinfection	772	3.5	774.92

Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons procédé à un calcul hydraulique de notre station d'épurations qui consistent au dimensionnement d'un déversoir d'orage ainsi qu'au différents conduits la constituant, puis on à déterminer les cotes piézométriques et les cotes radier afin d'élaborer un profil hydraulique.

Chapitre **VIII**

*Etude Technico-
économique*

Chapitre VIII : Etude Technico-économique

VIII.1.Introduction

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

Pour qu'on puisse avoir cette décision on doit faire des calculs économiques des deux variantes précédemment étudiées qui sont la moyenne et la faible charge.

Cette dernière doit être sélectionnée après évaluation économique et comparaison entre le coût des variantes sur lesquelles se fait l'étude. De ce fait on pourra dire que cette variante est technico économiquement optimale.

Le coût estimatif du projet est rétabli sur la base du coût du mètre cube (m³) d'eau épurée par la station.

Ce coût est composé de :

❖ Le coût d'investissement :

- Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd}$$

❖ Le coût de fonctionnement :

- Coût d'exploitation courante.
- Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
- Frais financiers et de la main d'œuvre.

VIII.2.Coût de la variante à moyenne charge

VIII.2.1.Coût d'investissement

VIII.2.1.1.Coût de terrassement

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 400 DA.

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0,3 \cdot S_{hi}$$

S_{hi} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 400 \cdot V$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Tableau VIII.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.

Ouvrages	Volume (m ³)	Coût (DA)
-Déssableur-déshuilleur	12.78	5112
-Décanteur primaire	234.9	93960
-Bassin d'aération	124.2	49680
-Décanteur secondaire	234.9	99360
-Bassin de désinfection	73.5	29400
-Epaississeur	91.2	36480
-Digesteur	133.4	53360
-Lit de séchage	1392	556800

Donc le coût total du terrassement est **Ct = 918752 DA**

VIII.2.1.2. Coût de Béton armé

Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement $P_u = 40\ 000$ DA

Le coût du béton sera donc : $C_b = P_u \cdot V_{tb}$

Epaisseur des murs des ouvrages $e_m = 0,15$ à $0,4$ m on prend $e_m = 0,15$ m

Epaisseur du radier des ouvrages est prise $e_r = 0,3$ à $0,4$ m on prend $e_r = 0,3$ m

Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer.

Le kilogramme de fer coûte actuellement 75 DA

On prendra la valeur 80 Kg de fer / m³ de béton

Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f$$

$$C_b = 40\ 000\ DA$$

$$C_f = 80 \cdot 75 = 6000\ DA$$

$$C_t = 46\ 000\ DA$$

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes:

* V_{br} : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage $V_{br} = e_r \cdot S_h$

* V_{bm} : Volume du béton des murs de chaque ouvrage $V_{bm} = e_m \cdot P \cdot H$

P : périmètre de l'ouvrage

H : hauteur de l'ouvrage

Tableau VIII.2 :Le coût du béton armé de chaque ouvrage

Ouvrages	Volumes		Vtb	Cout Cbf (DA)
	Vbr	Vbm		
Dessableur-déshuilleur	12.78	8.02	20.8	956800
-Décanteur primaire	234.9	40.97	275.87	16561840
-Bassin d'aération	124.2	73.68	197.88	9102480
-Décanteur secondaire	234.9	58.40	293.3	13491800
-Bassin de désinfection	73.5	38.4	111.9	5147400
-Epaississeur	91.2	28.26	119.46	5495160
-Digesteur	133.4	44.84	178.24	8199040
-Lit de séchage	1392	243.6	1635.6	75237600

Donc le coût total du béton armé est $Ct_{ba} = 134192120$ DA.

VIII.2.1.3. Coût totale du génie civil

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculer précédemment :

$$C_{gc} = Ct + Ct_{ba} = 918752 + 134192120 = 135110872 \text{ DA}$$

VIII.2.1.4. Coût des VRD

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25 \cdot C_{gc} = 0,25 \cdot 135110872 = 33777718 \text{ DA}$$

VIII.2.1.5. Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques

Il estimé à 40% du $(C_{gc} + C_{VRD})$

$$C_{eq} = 0,4 (135110872 + 33777718) = 67555436 \text{ DA}$$

VIII.2.1.6. Coût total des investissements de la station

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{éq} = 135110872 + 33777718 + 67555436 = 236444026 \text{ DA}$$

VIII.2.2. Coût de fonctionnement**VIII.2.2.1. Le coût de main d'œuvre**

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{mo} = 0,05 \cdot C_{ti} = 0,05 \cdot 236444026 = 11822201,3 \text{ DA}$$

VIII.2.2.2. Le coût de l'énergie (consommation électrique)

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_{e'} = P_u \cdot E_c$$

P_u : prix unitaire du Kwh, $P_u = 4,18 \text{ DA}$

E_c : énergie totale consommée (Kwh), E_c est estimé à 1,7 Kwh/m³

$$C_e = Q \cdot C_{e'} = Q \cdot P_u \cdot E_c$$

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2030 qui est égale à 8302.56 m³/j

$$C_e = 8302.56 \cdot 365 \cdot 4,18 \cdot 1,7 = 21534266,85 \text{ DA/an}$$

VIII.2.2.3. Le coût des réactifs chimiques

- Le prix de m³ d'eau de javel est de 2958,23 DA/m³
- Le prix de m³ de chlore est de 12412,27 DA/m³

Calculons le prix annuel du chlore :

$$\text{La masse annuelle : } M_A = 83.03 \cdot 365 = 30305,95 \text{ Kg/an} = 30,31 \text{ T/an}$$

Le coût annuel est de : $C_{aj} = M_A \cdot P_u$

$$C_{aj} = 30,31 \times 12412,27 = 376215,9 \text{ DA/an}$$

Calculons le prix annuel de l'hypochlorite « NACLO »

$$C_{ah} = V_a \cdot P_u \dots\dots\dots$$

$$C_{ah} = 200,75 \times 2958,23 = 593864,67 \text{ DA/an}$$

VIII.2.2.4. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{rm} = 0,05 \cdot 236444026 = 11822201,3 \text{ DA}$$

VIII.2.2.5. Le coût des frais financiers

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{ff} = 0,05 \cdot 236444026 = 11822201,3 \text{ DA}$$

VIII.2.2.6. Le coût de fonctionnement total

$$C_{ft} = C_{mo} + C_e + C_{aj} + C_{rm} + C_{ff} = 11822201,3 + 21534266,85 + 376215,9 + 11822201,3 + 11822201,3$$

$$C_{ft} = 57377086.65 \text{ DA}$$

VIII.2.2.7. Calcul du prix du m³ d'eau traitée

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2030 est de :

$$V_a = 365 \times 8302.56 = 3030434.4 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$C_{aa} = C_{ti} / t \quad \text{avec } t: \text{ durée d'amortissement } t = 30 \text{ ans}$$

$$C_{aa} = 236444026/30 = 7881467.53 \text{ DA}$$

VIII.2.2.8. Le coût total de la station

$$C_{t \text{ st}} = C_{aa} + C_{ft} + C_{ti} = 7881467.53 + 57377086.65 + 236444026 = 301702580.2 \text{ DA}$$

$$C_{t \text{ st}} = 301702580.2 \text{ DA}$$

VIII.2.2.9. Le coût de m³ d'eau épurée

$$V_a = V_j \times 356 = 3030434.4 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$C_e = C_{ft} + C_{aa} / V_a = 65258554.18 / 3030434.4 \quad C_e = 21.53 \text{ DA}$$

VIII.2.2.10. Le coût du m³ d'eau sans les frais d'amortissement :

$$C_e' = C_{ft} / V_a \dots\dots\dots(VI.20)$$

$$C_e' = 57377086.65 / 3030434.4 = 18.93 \text{ DA}$$

$$C_e' = 18.93 \text{ DA}$$

Tableau VIII.3 : Résultats de la variante à moyenne charge

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	918752
Coût total du béton armé	DA	134192120
Coût total du génie civil	DA	135110872
Coût des VRD	DA	33777718
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	67555436
Coût total des investissements de la station	DA	236444026
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA	11822201.3
Le coût de l'énergie	DA/an	21534266.85
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	376215.9
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	11822201.3
Le coût des frais financiers	DA	11822201.3

Le coût de fonctionnement total	DA	57377086.65
Le coût d'amortissement	DA	7881467.53
Le coût total de la station	DA	301702580.2
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	21.53
Le coût de m ³ d'eau épurée sans les frais d'amortissement	DA	18.93

VIII.3. Coût de la variante à faible charge

Tableau VIII.4 : Résultats de la variante à faible charge

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	1169692.8
Coût total du béton armé	DA	166605100
Coût total du génie civil	DA	167774792.8
Coût des VRD	DA	41943698.2
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	83887396.4
Coût total des investissements de la station	DA	293605887.4
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA	14680294.37
Le coût de l'énergie	DA/an	21534266.85
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	376215.9
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	14680294.37
Le coût des frais financiers	DA	14680294.37
Le coût de fonctionnement total	DA	65951365.86
Le coût d'amortissement	DA	9786862.91
Le coût total de la station	DA	369344116.2
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	25
Le coût de m ³ d'eau épurée sans les frais d'amortissement	DA	21.76

Conclusion

D'après l'étude économique, on remarque que le coût de la station ainsi que le mètre cube d'eau dans la faible charge revient nettement plus cher que la moyenne charge, de ce fait nous opterons donc pour cette dernière variante qui est la moyenne charge.

Conclusion générale

La réalisation de la station d'épuration à boues activées de la ville Sedrata va permettre, outre l'amélioration des conditions de vies des populations utilisatrices de ces eaux (élimination du risque sanitaire) et la protection de l'environnement (Faune et Flore), de :

- ❖ disposer d'une ressource pérenne en eau dont la qualité physico-chimique et bactériologique répondra aux normes algérienne pour une réutilisation en agriculture afin de combler le déficit hydrique que connaît la région ;
- ❖ bénéficier d'un apport important en éléments fertilisants nécessaires aux plantes et au sol ;
- ❖ moderniser l'agriculture locale (nouvelles cultures et modes d'irrigation efficaces);
- ❖ permettre aux agriculteurs de réaliser, en plus des bons rendements agricoles, des gains économiques sur l'achat des engrais chimiques ;
- ❖ économiser les frais de pompage en évitant de puiser dans la nappe phréatique ;
- ❖ Contribuer au développement local de la zone.

Par ailleurs, le choix d'un tel procédé biologique d'épuration est justifié par les nombreux avantages que la technique par boues activées présente et notamment par le fait que ce procédé d'épuration des eaux usées est le plus répandu dans le monde et en Algérie.

Ainsi, deux variantes ont été étudiées en l'occurrence la faible et la moyenne charge.

Dans ce cadre, et en se basant sur des critères d'ordre technico-économique et la taille de l'agglomération qui est importante nous optons pour le procédé à moyenne charge.

Notre choix est motivé par le fait que la moyenne charge assure une qualité de l'effluent rejeté satisfaisante avec de bons rendements épuratoires atteignant les 90%.

Il est à noter que les dimensions des ouvrages d'épuration en faible charge sont très grands ce qui va se répercuter sur les frais d'investissement et d'exploitation de la STEP qui seront également assez élevés. Ce critère est en défaveur de cette variante.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et sa pérennité sont étroitement liées à l'entretien et à la bonne gestion de celle-ci.

C'est donc un grand espoir que nous portons pour la réalisation de cette station et dont le présent travail servira de document d'inspiration.

Référence bibliographiques

1. **Abdelkader, GAÏD (1984)** , Epuración biológica des eaux usées urbaines, tome 1et 2, OPU, Alger
2. **Abdelkader Gaid (1987)**.- Epuration biologique des eaux usées urbaine : T.1.- Alger : OPU, 1987.-261p.
3. **AKROUR Zehira et AOUDAD Sonia**, étude des performances et des procédés d'un système d'épuration en vue de la réalisation d'une STEP cas de sous bassin versant Mechtras. MFE (ingénieur) U.M.M.T.O promotion 2005/2006.
4. **AMORCE**, Boues de station d'épuration : techniques de traitement, valorisation et élimination, série technique, 2012-36p.
5. **BOURABAH**, conception de la station d'épuration de la ville de KHEMIS MILIANA, ENSH, promotion 2007-2008
6. **Commission Européenne, Guide**, « Procédés extensifs d'épuration des eaux usées », Office des publications officielles des Communautés européennes, 2001, 41 p.
7. **HADJRABAH Mansour**, MFE : Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. 2004/2005 (ENP)
8. **Hamdani** , MFE : Réflexion sur la caractérisation physico-chimique des effluents liquides rejetés dans la grande sebkha d'Oran 2001 /2002.
9. **HOULI S**, thèse : étude des performances épuratoires de la station d'épuration de Béni Merad W. Blida-octobre 1990.
10. **Institut National de Santé Publique du Québec, 2003**, Fiches microbiologiques-les effets possibles à la santé
11. **JEAN RODIER (1996)** , L'analyse de l'eau, eaux naturelles, l'eau résiduaire, eau de mer, DUNO, 8 ème édition, Paris 1996
12. **MARC SATIN, BECHIR SELMI**, Guide technique de l'assainissement.-3e ed.- Paris : Moniteur, 1999.- 726p.
13. **MEZHOUD Ali**, MFE : conception d'une station d'épuration pour la ville de haizer (w.bouira) ENSH, promotion 2008-2009.
14. **PHILIPPE DUCHENE**, Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FNDAE n°22 Document technique.

Référence bibliographiques

15.ROGER Pujol, ALAIN Vachon et GY Martin, guide technique sur le foisonnement des boues activées. Fonds national pour le développement des adductions d'eau sous direction du développement rural 19.avenue de Maine. 75015 Paris,octobre 1990

16.W.Eckenfelder, Gestion des eaux usées urbaines et industrielles : caractérisation-techniques d'épuration- Aspects économiques.-Paris : technique et documentation, Lavoisier, 1982.- 503p

17.Samuel BAUMONT, stagiaire, École nationale supérieure agronomique de Toulouse (ENSAT,1996).

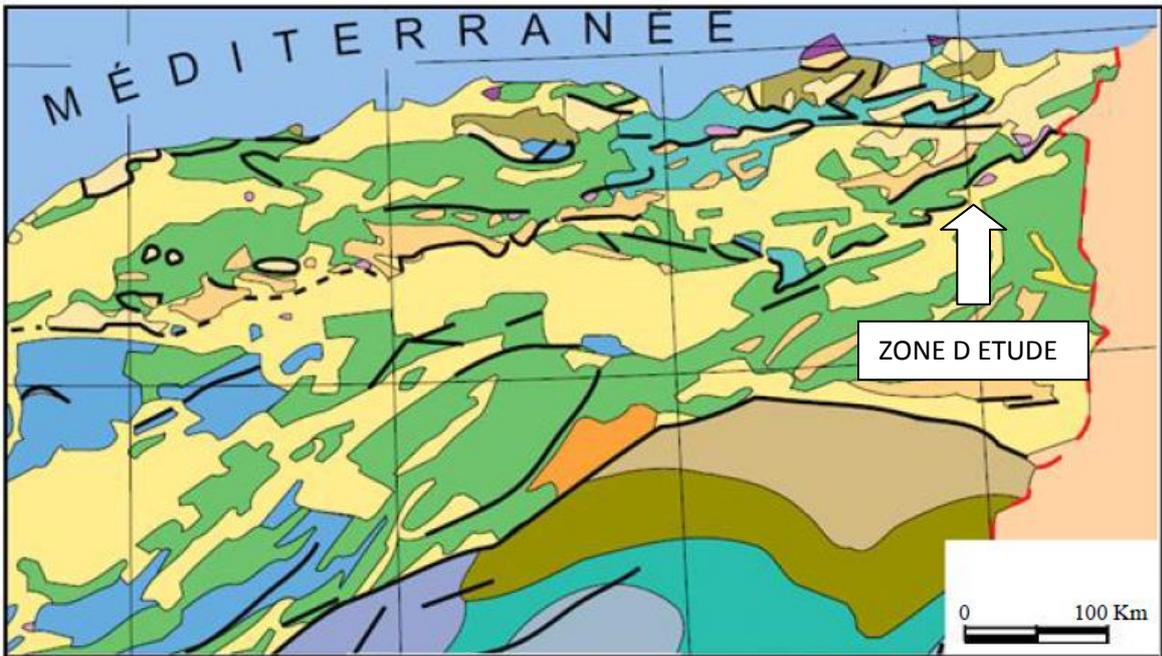
Références sitographiques :

1.AQUAWAL, « Pollution de l'eau », tiré de www.aquawal.be/xml/liste-IDC-109-.html, consulté le 25 Mars 2016.

2.Office international de l'eau, conception / dimensionnement : Les prétraitements.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\Doc pédago\Les prétraitements.doc\05/04/2005

3.Fondation de l'eau potable sûre, « La pollution de l'eau », tiré de www.safewater.org/PDFS/resourcesknowthefacts/pollution+eau.pdf, consulté le 25 Mars 2016.

Annexes



LEGENDE

Source : carte géologique internationale de l'Afrique (feuille n2), CGMW/UNESCO 1990 pour le Nord de l'Algérie et document SONATRACH, écorché au toit du Paléozoïque, pour la Plate-forme Saharienne

Quaternaire	Paléogène	Mésozoïque	Paléozoïque	Silurien	Socle
Cénozoïque	Oligocène	Crétaé	Pemien	Ordovicien	Volcanisme
Négène	Eocène	Jurassique	Carbonifère	Cambro-Ordovicien	
Miocène	Paléocène	Trias	Dévonien	Cambrien	

