

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE
LA VILLE BOUSSADA (W.M'SILA)**

PRESENTE PAR :

M^{lle} : BENHAMIDUCHE Boutheyna

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} : MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
M ^r : DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M ^r : HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M ^r : BOUNNAH Younes	M.A.B	Examineur
M ^{me} : HOULI Samia	M.A.A	Promotrice

Juin - 2016



DÉDICACE

À ma très chère mère, pour m'avoir mise au monde et pour m'avoir accompagné tout le long de ma vie avec tant d'amour et d'affection.

À mon père, qui sans lui, je ne serais pas arrivé jusqu'ici, j'espère toujours rester fidèle aux valeurs morales qu'il avait inculquées.

À mon frère Mohamed lhadj et ma sœur Fatima Zahra, qui m'ont beaucoup aidé, je vous serais toujours reconnaissante.

À mes frères Fayza et Adel.

À ma très chère grande mère « Fatima » qui m'adore et qui est toujours à mes côtés.

À beau-frère « Badisse »

À mes deux chères petits de la famille « Chaima et Halima »

À Youcef que j'aime énormément.

À toute la famille BENHAMIDOUCHE.

.....BOUTHAYNA.....

Remerciement

- *Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures 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 faire la moitié de ce que j'ai fait, j'affirme que j'ai appris énormément de choses avec elle.*
- *Je remercie la présidente et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*
- *A tout le personnels de la DRE de M'sila, je leurs adresse à travers cet humble travail mes remerciements, mes salutations ainsi que ma vive reconnaissance.*
- *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 en particulier Madame MAZARI.*
- *Mes amies « Naima, Meriem, Khaulia » pour leur présence.*
- *Mes amis « Kamel, Mohamed » pour leur aide.*
- *Un remerciement particulier à tous les travailleurs de la bibliothèque de l'ENSH.*
- *Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.*

..... Benhamidouche Boutheyne.....2016.

مستخلص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة بوسعادة بولاية المسيلة . هذا يهدف إلى المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية ضد كل تلوث و امكانية استعمال هذه المياه المطهرة في الفلاحة. تتضمن مذكرتنا هذه دراسة مفصلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة و ضئيلة على مرحلتين -الأولى تتمثل في معالجة المياه المستعملة في أفق 2031. -أما الثانية فتتعلق بتوسيع المحطة من أجل ضمان رفع قدرة الاستيعاب في أفق 2046.

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville de Boussaâda (W. M'sila) 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 et cette dernière est utilisée pour les collectivités de petites tailles, cette station se réalise en deux phases :

- La première phase permettra de traiter la pollution due à l'horizon 2031.
- La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station (2046).

Abstract

Our present work consists in carrying out a purification plant for the town of Boussaâda (W.M'sila) with an aim of preserving the natural environment and protecting the public health initially and in second place in order improve the ecologic conditions of the province.

In this work, we will size the treatment plant wastewater by activated sludge to average charge.

- The first phase will permit to treat pollution caused by the population in 2031 horizons.
- The second phase consists of extension workshops (2046).

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I. Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
IV.1.Situation géographique de la zone d'étude.....	1
VI.2. Aperçu administratif de la ville de Bou-Saada.....	1
IV.3.Facteurs de pollutions.....	2
IV.3.1 Pollution urbaine.....	2
IV.3.2. Industrie.....	2
IV.4. Situation climatique.....	2
IV.5.1. Précipitations.....	3
IV.5.2. Température.....	3
IV.5.3Le vent.....	4
IV.6. Réseau d'assainissement existant de la ville.....	4
IV.7.Qualité des eaux usées de la zone d'étude.....	4
IV.7.1 Prélèvement et échantillonnage :.....	4
IV.7.2.Résultats analytiques:.....	5
IV.8.3. Interprétations des résultats :.....	5
IV.8.3. 1. Température :.....	6
IV.8.3.2. pH:.....	6
IV.8.3.3.Matières en suspension.....	6
IV.8.3. 4. Conductivité.....	6
IV.8.3. 5 Les nutriments.....	6
IV.8.3.6 .La D.B.0 ₅ et la D.C.O.....	6
IV.9.Etude démographique.....	7
IV.9.1.Population actuelle et résidente.....	7
IV.10.Situation hydraulique.....	7
IV.10.1.Alimentation en eau potable.....	7
IV.11.Implantation de la station.....	8
IV.11.1.Localisation du site.....	8
IV.11.2.Caractéristiques du site.....	8
Conclusion.....	9

Chapitre II. Généralités sur les eaux usées

Introduction.....	10
I.1.Origine des eaux usées.....	10
I.1.1. Eaux usées domestiques.....	10
I.1.2.Eaux usées industrielles.....	10
I.1.3.Eaux de ruissellement.....	11
I.1.4.Eaux agricoles.....	11
I.2.Nature de la pollution de l'eau.....	11
I.2.1.Pollution organique.....	11
I.2.2.Pollution microbiologique.....	12

I.2.3.Pollution minérale	13
I.3. Paramètres de caractérisation de l'effluent.....	14
I.3.1.Paramètres physico-chimique	14
I.3.1.1.Température	14
I.3.1.2.Couleur et odeur	15
I.3.1.3.Turbidité	15
I.3.1.4. Conductivité électrique (CE)	15
I.3.1.5.Charges pondérales	15
I.3.1.6.Matières grasses	16
I.3.1.7.Matières colloïdales	16
I.3.2.Paramètres chimiques.....	16
I.3.2.1.Potentiel d'hydrogène (pH)	16
I.3.2.2.Potentiel redox (Eh)	17
I.3.2.3.Demande biologique en oxygène (DBO).....	17
I.3.2.4.Demande chimique en oxygène (DCO).....	17
I.3.2.5.Biodégradabilité.....	17
I.3.2.6.Nutriments	18
I.3.2.7.Métaux lourds	19
I.3.3. Paramètres microbiologiques	20
I.3.3.1. Virus	20
I.3.3.2.Bactéries	20
I.3.3.3.Protozoaires	20
I.3.3.4.Helminthes.....	21
I.4.4.Normes de rejet.....	21
Conclusion.....	22

Chapitre III .Procèdes d'épuration biologique

Introduction.....	23
II.1. Différentes étapes du traitement des eaux usées.....	23
1. Prétraitement.....	23
II.1.1.1.Dégrillage et tamisage.....	24
II.1.1.1.1.Dégrillage	24
II.1.1.1.2.Tamisage	26
II.1.1.2. Dilacération	26
II.1.1.3.Dessablage.....	26
II.1.1.4.Dégraissage-déshuilage	27
II.1.2.Traitement primaire.....	28
II.1.2.2. Formes de décanteur :.....	29
II.1.3.Traitements secondaires.....	29
II.1.3.1.Les procédés intensifs ou artificiels	30
A. Procédé à boues activées	30
B. lits bactériens.....	30
C. Disques biologiques	31

II.1.3.2.Procédés biologiques extensifs ou naturels.....	32
A. Lagunage naturel	32
B. Epanchage	32
II.2.Choix de procédé de traitement.....	33
Conclusion.....	33

Chapitre IV .Traitement des boues des STEP

Introduction.....	34
III.1.Origine et composition des boues d'épuration.....	34
III.1.1.Boues primaires.....	34
III.1.2. Boues secondaires.....	34
III.1.3.Les boues tertiaires.....	35
III.2. Caractéristiques d'une boue.....	35
III.2.1.Siccité d'une boue.....	35
III.2.2.Taux de Matières Volatiles Sèches.....	35
III.2.3.Consistance de la boue.....	36
III.3. Filières de traitement de boues.....	36
III.3.1.Epaississement.....	36
III.3.1.1.Principe de l'épaississement.....	36
III.3.1.2.Types d'épaississement.....	36
A. Epaississement gravitaire	36
B. Epaississement dynamique.....	37
B.1.Flottation.....	37
B.2. Centrifugation.....	37
B.3. Drainage.....	37
III.3.2. Stabilisation.....	38
III.3.2.1.Stabilisation biologique.....	38
A-Stabilisation aérobie.....	38
B-Stabilisation anaérobie.....	38
VI.3.2.2.Stabilisation chimique.....	38
III.3.3.Déshydratation des boues.....	39
VI.3.3.1.Déshydratations naturelle.....	39
A- Lit de séchage.....	39
III.3.3.2.Déshydratations mécanique.....	40
A-Filtration sous vide.....	40
C- Filtres à bande.....	40
D- Centrifugation des boues.....	40
III.4. Destination finale des boues.....	41
III.4.1.Valorisation organique.....	41
a. Epanchage des boues.....	41
b. Valorisation sous forme de compost.....	42
VI.4.1.2.Valorisation énergétique.....	42

III.4.1.3.Mise en décharge contrôlée.....	42
III.4.2. Filières facultatives.....	42
III.4.2.1. Co-combustion en cimenterie.....	42
III.4.2.2. Gazéification.....	42
Conclusion.....	43

Chapitre V .Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction.....	44
V.1.Données de base pour le dimensionnement.....	44
V.1.1.Estimation des débits rejets	44
V.1.2.Population EH.....	46
V.1.3. Evaluation des charges polluantes	47
a- Charge moyenne journalière en DBO5.....	47
b- Charge en MES.....	47
V.2. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration.....	48
V.2.1.Prétraitements	48
V.2.1.1.Dégrillage.....	48
V.2.1.2.Dessablage - Déshuilage	52
V.2.2.Traitement primaire (décantation primaire).....	55
V.2.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire	55
V.2.3. Traitement biologique.....	58
V.2.3.1.Dimensionnement du bassin d'aération	58
V.2.3.2.Concentration de l'effluent en DBO5	59
V.2.3.3. Charge polluante à la sortie du décanteur secondaire ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)	59
V.2.3.4.Charge polluante éliminée L_e	60
V.2.3.5. Rendement de l'épuration	60
V.2.3.6.Besoins théoriques en oxygène	60
V.2.3.7. Choix de système d'aération	60
V.2.3.8.Calcul des caractéristiques de l'aérateur à surface libre	61
V.2.3.9.Bilan de boues	62
V.2.3.10. Dimensionnement du clarificateur	64
V.2.4. Traitement tertiaire (désinfection)	67
V.2.4.1.Dose du chlore à injecter.....	67
V.2.4.2.Dose journalière en chlore	67
V.2.4.3.Calcul de la quantité de l'eau javel	67
V.2.4.4.Quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire	68
V.2.4.4.Quantité annuelle d'hypochlorite de sodium	68
V.2.4.5.Dimensionnement du bassin de désinfection.....	68
V.2.5.Traitement des boues	69
V.2.5.1.Epaississement	69
V.2.5.2.Stabilisation.....	69
V.2.5.3.Déshydratation	69
A.1. Epaississeur.....	70

A.2. Stabilisateur aérobie	71
A.3.lits de séchage	72
A.3.1.Calcul des lits de séchage.....	73
V.3.Dimensionnement du bassin d'aération.....	75
V.3.1. Volume du bassin	75
V.3.2.Hauteur du bassin	75
V.3.3.Surface horizontale du bassin	75
V.3.4.Largeur.....	75
V.3.5.Longueur.....	75
V.3.6.Masse de boues dans le bassin.....	75
V.3.7.Concentration de boues dans le bassin	76
V.3.8.Calcul du temps de séjour hydraulique.....	76
V.4.Concentration de l'effluent en DBO5 (S0).....	76
V.4.1. Charge polluante à la sortie (Sf = 30 mg/l).....	76
V.4.2.Charge polluante éliminée Le	76
V.4.3. Rendement d'épuration.....	76
V.5.Besoins théoriques en oxygène.....	76
V.6. Choix de système d'aération	77
V.6.1.Calcul de l'aérateur de surface à installer	77
V.6.2.Bilan de boues.....	78
V.10.Traitement tertiaire (désinfection).....	80
V.11.Traitement des boues.....	81
V.11.1.Dimensionnement	81
Conclusion.....	83

Chapitre VI .Calcul hydraulique

Introduction.....	84
VI.1.Déversoir d'orage.....	84
VI.1.1.Type de déversoir d'orage.....	84
VI.1.2.Dimensionnement du déversoir d'orage.....	85
VI.1.2.1.A l'amont du déversoir	85
VI.1.2.2.A l'aval du déversoir (vers la station).....	85
VI.1.2.3. Le débit déversé vers le milieu naturel (Qd)	85
VI.1.2.4.Dimensionnement du déversoir d'orage.....	85
VI.1.2.5.la largeur du seuil déversant	86
VI.2.Profil hydraulique.....	86
VI.2.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages.....	86
VI.2.1.1. Diamètre	87
VI.2.1.2.Longueurs des conduites.....	87
VI.2.1.3.Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages	88
VI.2.1.4.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques	88
Conclusion.....	91

Chapitre VII. Etude Technico-économique

Introduction	92
VII.1.Coût de la variante à moyenne charge	92
VII.1.1.Coût d'investissement	92
VII.1.1.1.Coût de terrassement	92
VII.1.1.2.Coût de Béton armé.....	93
VII.1.1.3.Coût totale du génie civil	93
VII.1.1.4.Coût des VRD	93
VII.1.1.5.Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	94
VI.1.1.6.Coût total des investissements de la station	94
VI.1.2.Coût de fonctionnement	94
VI.1.2.1.Le coût de main d'œuvre	94
VI.1.2.2.Le coût de l'énergie (consommation électrique)	94
VI.1.2.3.Le coût des réactifs chimiques.....	94
VI.1.2.4.Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	94
VI.1.2.5.Le coût des frais financiers	94
VI.1.2.6.Le coût de fonctionnement total	94
VII.2. Calcul du prix du m ³ d'eau traitée.....	94
VII.2.1.Le cout total de la station	95
VII.2.2. Le coût de m ³ d'eau épurée	95
VII.2.3. Le coût du m ³ d'eau sans les frais d'amortissement.....	95
VI.3.Coût de la variante à faible charge	95
Conclusion	95
Conclusion générale	

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.1 : Répartition mensuelles de la précipitation de Boussaâda.....	3
Tableau I.2 : Répartition de température en fonction des mois	3
Tableau I.3 : Résultats analytiques	5
Tableau I.4 : Calcule des rapports DCO/DBO5, MVS/ MES, MES/DBO5 avec l'interprétation	6
Tableau I.5 : Population actuelle	7
Tableau I.6 : Population future du centre urbain	7
Tableau I.7 : Besoins Théoriques de la Population de Boussaâda.....	8

CHAPITRE II

Tableau II.1 : classification des pollutions	13
Tableau II.2 : degré de minéralisation de l'eau en fonction de la turbidité	15
Tableau II.3 : le mode de traitement en fonction de la valeur de rapport K (DCO/DBO5)	18
Tableau II.4 : Composition moyenne des eaux résiduaires urbaines	21
Tableau II.5 : les normes de rejet.....	22

CHAPITRE III

Tableau III.2 : Avantages et inconvénient de lit bactérien et disque biologique	32
--	----

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Les rendements de traitement primaire	34
Tableau IV.2 : Pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues	36

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons.	48
Tableau V.2 : Espacement et épaisseur des barreaux	49
Tableau V.3 : Résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons	52
Tableau V.4 : Caractéristiques techniques du déssableur-déshuileur dimensionné.....	55
Tableau V.5 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy} h$	56
Tableau V.6 : Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.	58
Tableau V.7 : Résultats du dimensionnement des ouvrages du traitement biologique pour les deux horizons	66
Tableau V.8 : Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons	69
Tableau V.9 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2031 et 2046).....	74
Tableau V.10 : Les résultats de l'horizon 2031 et 2046 à faible charge	80
Tableau V.11 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2031 et 2046).....	83

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station	86
Tableau VI.2 : Les diamètres normalisés.....	86
Tableau VI.3 : Les valeurs de K, m et β	87
Tableau VI.4 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	87
Tableau VI.5 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP	91

CHAPITRE VII

Tableau VII.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage	92
Tableau VII.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage.....	93
Tableau VII.3 : Résultats de la variante à faible charge	95

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1 : Situation de la commune de Boussaâda dans la wilaya de M'Sila.....	1
Figure I.1 : Situation géographique de la ville de Boussaâda.....	2

CHAPITRE III

Figure III.1 : Différentes étapes du traitement des eaux usées (filière eau)	23
Figure III.2 : Schéma de prétraitement des eaux usées en tête de station d'épuration	24
Figure III.3 : Relevage par pompage	24
Figure III.4 : Relevage par vis d'Archimède	24
Figure III.5 : grille manuelle.....	25
Figure III.6 : grille mécanique courbée	25
Figure III.7 : Dessablage rectangulaire.....	27
Figure III.8 : Dessablage, déshuilage et dégraissage dans un seul ouvrage	28
Figure III.9 : Schématisation de la coagulation-floculation-sédimentation.....	28
Figure III.10 : Schéma de fonctionnement d'une station d'épuration à boues activées	30
Figure III.11 : Schéma de fonctionnement les lits bactériens	31
Figure III.12 : Schéma de fonctionnement les disques biologiques.....	31
Figure III.13 : Schéma de fonctionnement le lagunage naturel.....	32

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Schéma d'une station d'épuration intégrant l'ensemble des étapes de traitement.....	35
Figure IV.2 : Flottation	37
Figure IV.3 : Schéma général des traitements des boues.....	41
Figure IV.4 : Différentes étapes de traitement des boues avant épandage	42

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latéral.....	84
--	----

Liste des planches

Planche N° 01 : Levé topographique de la station d'épuration de la ville de Boussaâda.

Planche N° 02 : Plan d'implantation de la station d'épuration de la ville de Boussaâda.

Planche N° 03 : Profil hydraulique.

Planche N° 04 : Ouvrages de traitement des eaux.

Planche N° 05 : Ouvrages de traitement des boues.

Introduction générale

Introduction générale

L'eau, cette source de vie, constitue l'une des ressources naturelles les plus sensibles à la pollution ; elle demeure largement gaspillée et polluée à l'échelle planétaire ; peu à peu, elle se raréfie et sa qualité diminue.

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. Lorsque les eaux usées ne sont pas traitées, les cours d'eau sont dépassés dans leur capacité naturelle d'épuration et se retrouvent pollués.

De nos jours, les besoins en eau potable varient entre 100 et 250 litres par habitant et par jour, et les besoins en eau pour les activités industrielles sont énormes ceci génère une pollution supplémentaire à celle produite par les activités humaines. Cette eau polluée se déverse quotidiennement dans les lacs et les rivières.

La ville Boussada n'échappe pas à cette problématique, étant donné que ses eaux usées brutes continuent, à ce jour, à être déversées dans la nature, ce qui génère des impacts négatifs sur l'environnement et la santé des personnes en contact avec ces eaux en raison des maladies hydriques qu'elles peuvent causer.

Pour pallier à cette situation devenue critique et très contestée, l'objectif principal de notre étude consiste en un dimensionnement d'une station d'épuration à boues activées pour d'une part protéger les eaux de l'Oued Boussaâda et d'autre part mettre à la disposition du secteur agricole d'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.

Par ailleurs, la gestion intégrée des boues issues de l'épuration à travers une valorisation agricole, s'inscrit dans le cadre du développement durable. En effet, la valorisation agronomique des boues peut être d'un grand apport économique pour la région d'étude qui est à vocation agricole en réduisant les frais d'achat des engrais chimiques.

Chapitre I :

Présentation de la zone
d'étude

Introduction

La conception du meilleur système d'épuration demande une bonne connaissance de toutes les caractéristiques de la ville et de son terrain, et ce, afin d'obtenir un bon dimensionnement de la station et donc de prévoir un bon rendement épuratoire.

L'évaluation des débits d'eau à traiter et l'analyse des eaux usées est une phase très importante dans la conception d'une usine de dépollution. Aussi, la connaissance de la vocation de la région d'étude (agricole ou industrielle) conditionne le choix du procédé de traitement, notamment le traitement tertiaire à envisager. Dans ce contexte, ce chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude sur le plan géographique, climatologique, démographique et hydraulique.

IV.1. Situation géographique de la zone d'étude

Bou-Saada est située au Sud-Ouest du Hodna dans les Hauts Plateaux, au pied des monts des Ouled Nail de l'Atlas Saharien. Elle est distante de la capitale Alger de 260 km par les gorges de Lakhdaria et de 237 km par les monts de Tablat.

Située sur l'axe de la route nationale RN°8, Alger-Biskra et la RN°46 M'sila-Djelfa, la commune se caractérise par sa position idéale, stratégique sur un carrefour très important d'échanges culturels, économiques, entre la partie Nord et le Sud Algérien



Figure IV.1: Situation de la commune de Boussaâda dans la wilaya de M'sila.

VI.2. Aperçu administratif de la ville de Bou-Saada

La commune de Boussaâda dépend actuellement de la wilaya de M'sila. Elle est distante de 83 Km. La surface totale de la ville s'élève à 255 Km².

La commune est limitée :

- Au Nord par Ouled Sidi Brahim.
- Au Nord-Est par la commune de Maarif.

- A l'Est par la commune d'El Houamed.
- A l'Ouest par la commune de Tamsa.
- Au Sud-Est par la commune d'Oultem.



Figure IV.2: Situation géographique de la ville de Boussaâda.

Coordonnées GPS :

N 35° 09'02.04 '

E 04° 08'50.52 '

Altitude 798 m.

IV.3. Facteurs de pollutions

IV.3.1 Pollution urbaine

Une menace réelle sur le milieu naturel se distingue par :

- des déchets solides urbains estimés à 24114.66 T/J. En effet, un habitant de la vallée produit quotidiennement en moyenne 0.8 Kg de déchets solides.
- Environ 32000m³/j d'eaux usées domestiques sont rejetées dans les oueds et même parfois à ciel ouvert sans traitement préalable. (ONA M'sila)

IV.3.2. Industrie

La ville de Boussaâda par sa vocation agricole, n'est défini que par une activité industrielle très peu développée dominée par les PMI (petite et moyenne industrie) caractérisées principalement par usine de fabrication de carrelage, usine de fabrication de cuir, usine des produits laitiers, une briqueterie ATLAS, usine de fabrication de pâte feuilletée (Dioul).

Ces usines au nombre de 5 rejettent vers l'oued Boussaâda, un volume journalier d'eau usée de 6,5m³ et avec traitement préalable.

IV.4. Situation climatique

Le climat régnant sur la ville de Bou-Saada est un climat semi-aride puisqu'il est

soumis aux nombreuses perturbations qui affectent le bassin, il est également soumis pendant une partie de l'année aux mêmes conditions climatiques sévères qui règnent sur le Sahara.

Il conviendrait de préciser que les paramètres climatiques cités ci-dessous ont une influence déterminante sur le fonctionnement d'une station d'épuration biologique. Il s'agit de :

- la température a un effet sur les mécanismes réactionnels et sur l'activité des bactéries épuratrices.
- Le vent peut contribuer à la diffusion des mauvaises odeurs et permet également le brassage des eaux dans le cas d'un lagunage.
- la pluviométrie conditionne le choix du facteur de dilution dans le cas d'un réseau d'assainissement unitaire.

IV.5.1. Précipitations

Selon la situation géologique et la saison, les précipitations se caractérisent par des intensités, une durée et une fréquence très différentes. Les pluies peuvent être de très fortes intensités, ou alors être très faibles et persister plusieurs jours durant.

Dans la vallée, il ne neige pratiquement jamais. Dans les montagnes, les précipitations sont en moyen de 100 à 200 mm/an, avec une pluviométrie mal répartie dans le temps et dans l'espace et des orages peu fréquents, répartis sur une dizaine de jours par an et pendant les mois très chauds. Aussi, on note 30 jours de gelée blanche par an.

Tableau IV.1 : Répartition mensuelles de la précipitation de Boussaâda.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Pluie (mm)	6	21	1	27	23	2	00	11	15	9	2	2	120

Station de Ain khermam

source : ONA (M'sila)

IV.5.2. Température

La température est un paramètre important, conditionnant l'évaluation du déficit d'écoulement. On dispose pour notre étude d'une série de données mesurées à la station d'Ain Diss s'étalant sur 26 ans (1974 - 2001) ainsi que les résultats de l'année 2002. La température moyenne en mois de juillet est de 40.2 °C et parfois elle atteint En hiver, la température la plus basse atteint 02 °C (mois de Janvier).

Tableau IV.2 : Répartition de température en fonction des mois.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	AN.
Température moy. Min	2	4.8	5.6	10.1	14.5	20.1	23.6	23.1	21.3	11.4	7.7	2.1	12.2
Température moy. max.	14.8	17.2	20.9	24.4	26.1	35.4	40.2	37.5	33.3	24.5	19.4	14.5	25.7
Température moyenne	7.3	11.2	12.1	18.3	21	28.9	32.9	30.8	27.4	18.1	14.2	8.1	19.2

Source : ONA (M'sila)

IV.5.3 Le vent

Les vents sont canalisés par l'orientation du relief et ils participent à la fois au système tellien et saharien. En hiver, les hautes pressions installées sur le tell et l'atlas Saharien, engendrent les vents du Nord-Est froids et secs. En été, les vents du Sud-Est, très chauds sont prédominants ; le sirocco souffle en moyenne 15 jours.

IV.6. Réseau d'assainissement existant de la ville

La ville Boussaâda est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire dont l'état est bon. Le taux de raccordement de la population au réseau est de 80 %.

Les diamètres des collecteurs varient entre 300 et 1500mm Les rejets se font vers l'oued.

IV.7. Qualité des eaux usées de la zone d'étude

IV.7.1 Prélèvement et échantillonnage :

A cause de la diversité de la composition des eaux usées résiduelles ainsi que les systèmes de transfert et de dilution, il est difficile de définir la méthode précise dans la technique de prélèvement.

Le but à atteindre est l'obtention des prélèvements représentatifs du rejet à étudier. A cet effet les prélèvements ont été effectués dans des bouteilles bien propres et appropriées rincées au moment de l'emploi avec l'eau à analyser. Les bouteilles ont été remplies complètement et conservées dans une glacière à une température inférieure à 4°C (utilisation de l'accumulateur de glace).

Les prélèvements ont été faits au niveau de plusieurs points de rejet de la commune de Boussaâda afin d'obtenir une mesure représentative sur l'ensemble des eaux usées drainées par la population de Boussaâda. Pendant l'année 2012. Les analyses ont porté sur les paramètres de pollution carbonée exprimée par la DBO et la DCO, les matières en suspension MES, la pollution azotée et certains métaux à savoir fer, Fe ; zinc, Zn et cuivre Cu.

Les résultats moyens obtenus sont représentés dans le tableau ci-après :

IV.7.2. Résultats analytiques:**Tableau IV.6:** résultats analytiques.

La date 17/12/2012

Paramètre physico-chimique	Unité	Moyenne
Température en eau	(°c)	23.16
PH—	7.15
Turbidité	(NTU)	265
Conductivité Electrique	(µs/cm)	1995
M.E.S (105°c)	(mg/l)	375
D.C.O	(mgO ₂ /l)	588
D.B.O₅	(mgO ₂ /l)	337,5
Résidus sec	(mg/l)	3898
Nitrate	(mg/l)	0.43
Nitrite	(mg/l)	0.38
Fer	(mg/l)	2.95
Cu	(mg/l)	0.04
Zn	(mg/l)	1.6

Source: ONA M'sila.

IV.8.3. Interprétations des résultats :**IV.8.3. 1. Température :**

La température de l'effluent brut examiné se situe autour de 23,16°C ce qui favorise la croissance des micro-organismes. ; elle est inférieure à 30°C considéré comme valeur limite de rejets directs dans le milieu récepteur

La mesure de ce paramètre si important doit être effectuée à l'entrée d'une station d'épuration car il influe sur l'efficacité des décanteurs et des processus d'épuration biologique.

IV.8.3.2. pH:

La valeur moyenne de pH mesuré est de 7.15 ce qui montre la neutralité des eaux de rejets. Elle est conforme aux normes de rejets des eaux usées de nature urbaine et permet un bon développement des micro-organismes épuratoires qui favorisent le traitement biologique. De même, les valeurs de pH des eaux usées urbaines sont généralement comprises entre 6,5 et 8,5 considérées comme valeurs limites de rejets directs dans le milieu récepteur

IV.8.3.3. Matières en suspension:

Il est d'usage en traitement des eaux d'appeler " matières en suspension", des impuretés séparables par filtration ou centrifugation. Les matières en suspension comportent des matières organiques et des matières minérales.

Les résultats d'analyse obtenus montrent que le rejet de la ville Boussaâda est chargé en matières en suspensions mais rentre dans la fourchette des eaux usées résiduaires variant de 200 à 400 mg/L.

IV.8.3. 4. Conductivité :

La présence des ions confère à l'eau une certaine conductivité électrique, c'est-à-dire une certaine aptitude à conduire le courant électrique. Sa mesure donne une idée sur la salinité de l'eau.

La conductivité d'une eau varie grandement selon son degré d'impureté. Ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande, plus la conductivité est grande.

Dans notre cas la conductivité acceptable car elle se trouve dans la fourchette des valeurs habituelles trouvées dans une eau usée. [300-8000] $\mu\text{S/cm}$

IV.8.3. 5 Les nutriments:

Les valeurs de nitrate et nitrite sont faibles, ce qui indique que les eaux usées de la ville Boussaâda est pauvre en ces éléments.

IV.8.3.6 .La D.B.O₅ et la D.C.O:

❖ D.B.O₅ :

La demande biologique en oxygène d'une eau résiduaire a une valeur inférieure à celle de la D.C.O correspondante.

La valeur moyenne de la D.B.O₅ est égale à 337,5 mg/l, cette valeur qui montre une teneur moyenne en matières organiques biodégradables.

❖ D.C.O:

Les résultats obtenus pour les échantillons analysés font ressortir que la valeur moyenne de la D.C.O mesurée est égale à 588 mg/l.

Tableau IV.7: Calcule des rapports DCO/DBO₅, MVS/ MES, MES/DBO₅ avec l'interprétation.

Ces résultats obtenus d'après les valeurs de tableau N°6.

Rapports	Résultats	Interprétation
DCO/DBO₅	1.74	Facilement biodégradable ↔ Traitement biologique (Concerne un effluent urbain)
MVS/ MES	0.65	Indiquera l'organicité de l'effluent et les possibilités de son traitement.
MES/DBO₅	1.11	Indiquera la nature de la pollution Influencera la production de boues.

IV.9. Etude démographique:

IV.9.1. Population actuelle et résidente

La population est un élément essentiel sur lequel se basent tous les programmes de développement. L'analyse du cadre humain, nous permet de connaître les besoins réels de cette population.

Boussaâda est la deuxième commune la plus peuplée de la wilaya de M'Sila, selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008, la population de la commune est évaluée à 104644 habitants.

La population de la commune de Boussaâda avec une densité de 412 hab/Km² se répartie comme suit :

Dispersion	Population Actuelle
Chef-lieu	876.72
Agglomération secondaire	2943
Zone épars	330
Commune	104644

Source APC Boussaâda

Pour le calcul de la population pour l'horizon visé, on utilise la formule suivante :
 $P_n = P_0(1+T)^n$ (IV.1)

- P_n : population future
- P₀ : population de l'année de référence (2008).
- n : nombre d'années
- T : taux d'accroissement = 2.87% (DRE M'sila)

Tableau IV.5: Population future du centre urbain

Population en 2008	Taux d'accroissement	Population à l'an 2031	Population à long terme 2046
104644 hab	2,87 %	200611 (hab)	306680 (hab)

IV.10. Situation hydraulique

IV.10.1. Alimentation en eau potable

La commune Boussaâda est alimentée par les eaux souterraines (forages). Le débit exploité est de 26 l/s.

La distribution se fait par un réseau de type maillé avec des conduites principales de diamètres de 250 mm à 150 mm à partir d'un réservoir 500 m³ et des conduites secondaires de diamètres 80 à 100 mm, à partir du nouveau réservoir 500 m³. Il est à signaler que

l'agglomération dispose de deux autres réservoirs (anciens) actuellement non exploités. Le taux de raccordement en eau potable est de 80 %.

Les besoins ont été estimés à partir de la dotation imposée par la direction de l'hydraulique de la willaya de M'sila et sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Besoins Théoriques de la Population de Boussaâda.

Année	Population (hab.)	Dotation (l/hab./j)	Besoins (m ³ /j)
2008	104644	150	15696.6
2031	200611	150	30091.65
2046	306680	150	46002

Source: DRE de M'sila

IV.11. Implantation de la station

IV.11.1. Localisation du site

Le site retenu pour la réalisation de la future station d'épuration situé au Sud-Ouest de la ville RN°8, Alger-Biskra à 300 m d'Oued Boussaâda. La cote moyenne du terrain de la station de situe entre 496 et 497 m. Il s'étend sur une superficie de 10 ha.

IV.11.2. Caractéristiques du site

- Le site est localisé à 300 m environ du lit de l'oued Boussaâda, ce qui écarte le risque d'inondation vu l'éloignement.
- On note l'existence d'une source d'énergie (moyenne tension), indispensable pour une station d'épuration de type mécanisée (boue activée).
- Le terrain est relativement plat et accessible.
- On note également l'existence d'une conduite d'alimentation en eau potable à proximité.
- La nature juridique du terrain est domaniale.
- Superficie suffisante
- Du point de vue environnemental, la future station d'épuration ne constituera pas une source de nuisances (bruit, odeur...) pour son voisinage, vu son éloignement du tissu urbain, de plus l'existence des brises vents (arbres d'eucalyptus) limitera la propagation des odeurs.
- Le site n'est pas très loin du rejet principal.

Conclusion

La connaissance de la situation géographique, topographique, climatique et hydraulique de la zone d'étude est la première étape indispensable dans l'élaboration d'un projet de conception d'une station d'épuration. En effet, ces données de base serviront pour le dimensionnement et le choix du site d'implantation de l'usine de dépollution.

Aussi, la caractérisation qualitative et quantitative des effluents à traiter est indispensable car elle conditionne le choix du procédé d'épuration à adopter. Ainsi, d'après les résultats obtenus notamment le rapport DCO/DBO, un traitement biologique s'adapte bien à notre effluent.

Chapitre II :

Généralités sur les
eaux usées

Introduction

L'eau est propre et potable à l'origine, elle subit une altération et une dégradation par les multiples usages que l'on fait dans les habitations, dans les établissements publics et dans les usines.

On appelle pollution de l'eau toute modification des caractéristiques de l'eau ayant un caractère gênant ou nuisible pour les usages humains, la faune ou/et la flore. Au cours de son utilisation, l'eau s'appauvrit ou s'enrichit de substances de toutes sortes. Les pollutions qui en résultent se retrouvent dans les réseaux d'assainissement avant d'être rejetées dans le milieu naturel (cours d'eau, mer, lac...).

Le problème de la pollution des eaux présente sans aucun doute l'un des aspects les plus inquiétants de la crise globale de l'environnement.

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'origine et la nature des eaux usées ainsi que les différents paramètres de pollution caractérisant la qualité de l'eau.

I.1.Origines des eaux usées

On distingue quatre principales origines qui sont :

- ❖ Les eaux domestiques.
- ❖ Les eaux industrielles.
- ❖ Les eaux de ruissellement.
- ❖ Les eaux agricoles.

I.1.1. Eaux usées domestiques

Constituant généralement l'essentiel de la pollution, elles se composent des :

- ❖ Eaux ménagères (eau grise) : qui ont pour origines les cuisines et les salles de bains, sont généralement constituées des matières en suspension, des matières dissoutes et des graisses.
- ❖ Eaux vannes : sont les rejets de toilettes, chargés de matières organiques azotées, phosphorés et de germes fécaux.

I.1.2.Eaux usées industrielles

Les eaux évacuées par les industries sont :

- ❖ Les eaux de fabrication qui dépendent de la nature de l'industrie ;
- ❖ Les eaux de refroidissement qui dépendent de taux de recyclage ;
- ❖ Les eaux de lavage des machines.

Les caractéristiques de ces eaux varient d'une industrie à une autre. Les principaux polluants Transitant dans les eaux usées d'origines industrielles sont :

- ❖ Les métaux toxiques.
- ❖ Les matières colorées.
- ❖ Les huiles et les graisses.
- ❖ Les sels.
- ❖ La pollution organique.

Certaines d'entre elles font l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte. Elles ne sont mêlées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution (Station d'épuration).

I.1.3.Eaux de ruissellement

Elles englobent essentiellement les eaux issues de précipitation (pluie, fonte de neige) ou de ruissellement urbain (lavage des chaussées, des rues...).

Elles peuvent, elles aussi, constituer une source de pollution importante des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis en ruissellement, se polluent par les résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...)

La pollution entraînée est maximale en début de la précipitation et elle décroît fortement en cas de pluie persistante.

I.1.4.Eaux agricoles

Les eaux agricoles proviennent essentiellement des fermes ou cultures, L'agriculture dépend de plus en plus des engrais qui améliorent la productivité. Ces engrais polluent l'eau par des pesticides et des nitrates :

- ❖ Les pesticides mettent en danger l'homme par leur toxicité.
- ❖ Les nitrates provoquent l'eutrophisation, c'est-à-dire la prolifération intense des algues.

Les différents polluants d'origines agricoles ne peuvent donc pas être recueillis et traités ultérieurement dans une station d'épuration.

De ce fait, ils atteignent les cours d'eau par ruissellement de surface ou par l'écoulement souterrain.

I.2.Nature de la pollution de l'eau

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique ou biologique, provoquée par le rejet de substances indésirables qui perturbent les conditions de vie et l'équilibre du milieu aquatique et induisent d'importantes nuisances : mauvaises odeurs, fermentations, des risques sanitaires qui se répercutent, à court terme, sur notre organisme à travers la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons.

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- ❖ Pollution organique.
- ❖ Pollution microbiologique.
- ❖ Pollution minérale.
- ❖ Pollution toxique.

A chacune de ces formes de pollution correspond nécessairement une modification du milieu récepteur qui se traduit indirectement et à plus ou moins long terme, par des conséquences néfastes sur l'individu.

I.2.1.Pollution organique

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante par rapport aux autres pollutions, se compose principalement des protéides, lipides, glucides et des détergents. Cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités (urbaines, rurales, industrielles et artisanales). Aussi, chaque activité rejette des composés spécifiques biodégradables ou pas.

Lorsque la concentration de ces polluants est élevée, elle engendre un stress important dans la biocénose des milieux aquatiques, ce qui peut conduire à l'inactivation des mécanismes potentiels de la biodégradation. C'est le cas par exemple, des huiles ou des graisses, qui engendrent la formation de films superficiels qui empêchent l'oxygène dans

les cours d'eau et provoque des effets d'intoxication sur les microorganismes et les poissons.

I.2.2. Pollution microbiologique

Les eaux usées sont des milieux favorables au développement d'un très grand nombre d'organismes vivants (bactéries, virus, protozoaire, champignons et helminthes).

Les concentrations observées sont d'environ 1 million de germes (bactéries, virus, parasites) dans 1 litre d'eau de ruissellement. Par ailleurs, les bactéries sont les microorganismes les plus communément rencontrés dans les eaux usées.

I.2.3. Pollution minérale

Il s'agit principalement d'effluent industriels qui contiennent des substances minérales telles que : les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques le cuivre le mercure...

Ces éléments peuvent avoir des conséquences néfastes à savoir :

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

I.2.2. Pollution toxique (les Micropolluants)

On appelle micropolluant, une substance détectable dans l'environnement en très faibles concentrations ($\mu\text{g/l}$ ou ng/l) et qui peut engendrer des effets négatifs sur les organismes vivants à ces très faibles concentrations.

On distingue deux types :

- ❖ **Micropolluants inorganiques (métaux)** : La présence de métaux dans le ruissellement de chaussée provient principalement du trafic automobile (usure des pneus, garniture des freins) et de l'abrasion des routes.
- ❖ **Micropolluants organiques** : Principalement des substances produites par l'industrie chimique

Le tableau suivant représente les différents types de pollution qu'on a vus, leurs constituants et origine ainsi leur mode de traitement.

Tableau I.1 : Classification des pollutions. (AKROUR, 2006)

Ce tableau représente les différentes pollutions et leurs origines qui donnent leurs constituants, D'après ces deux derniers on choisit le traitement efficace.

Pollution	Constituants	Origine	Traitement
Organiques (biodégradables)	Plantes mortes, excréments, protéines, lipides et corps gras (huiles, graisses, et savon) glucides	-Organismes vivants - Industries agro-alimentaires (laiteries, fromageries, abattoirs, sucreries)	-Assainissement individuel - lagunage -Epuración biologique - Traitement
Organique (Difficilement biodégradables)	- Fibres, bois	- Papeteries - Industries textiles - Tanneries	- Lagunage - Epuration biologique et traitement physico-chimique
Toxiques	Détergents, phénols, hydrocarbure, pesticides, engrais synthétiques	- Industries chimiques et pétrochimiques - Raffineries de pétrole - Agriculture	
Minérales	Substances toxiques acides ou basiques, mercure, chrome, cyanures, plomb, fer, cuivre	Produits chimiques, Métallurgies, traitement de surfaces des métaux	- Transformation en composés insoluble, précipitations - Transformation en composés inoffensives,
Bactériologiques	- Germes pathogènes : Escherichia Coli, streptocoques, virus divers. -Produits	- Activités humaines et minérales, effluents des hôpitaux et des abattoirs	Filtration et stérilisation

I.3. Paramètres de caractérisation de l'effluent

Les normes de rejet des eaux usées, fixent des indicateurs de qualité physico-chimique et microbiologique. Certains de ces paramètres sont indicateurs de modifications que cette eau sera susceptible d'apporter aux milieux naturels récepteurs.

I.3.1. Paramètres physico-chimique

I.3.1.1. Température

La température de l'eau joue un rôle important sur la solubilité des sels, des gaz et la détermination du pH, l'oxygène nécessaire à l'équilibre de la vie aquatique et sur le métabolisme de croissance des micro-organismes vivant dans l'eau. La température des effluents rejetés doit être inférieure à 30°.

Aussi, il rentre dans les formules de dimensionnement des stations d'épuration par lagunage.

I.3.1.2. Couleur et odeur

a. Odeur

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.

b. Couleur

La couleur de l'eau d'égout d'origine domestique est normalement grisâtre ; une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle.

I.3.1.3. Turbidité

La turbidité est la mesure de l'aspect plus ou moins trouble de l'eau ; c'est l'inverse de la limpidité. Techniquement, la turbidité correspond à la propriété optique de l'eau permettant à une lumière incidente d'être déviée (diffraction) ou absorbée par des particules plutôt que transmise en ligne droite. Elle est causée par diverses matières particulaires ou colloïdales composées de limon, d'argile, de composés organiques ou inorganiques ainsi que du plancton et d'autres micro-organismes.

I.3.1.4. Conductivité électrique (CE)

La conductivité est la propriété que possède une eau à favoriser le passage d'un courant électrique. Elle fournit une indication précise sur la teneur en sels dissous (salinité de l'eau). La conductivité s'exprime en micro Siemens par centimètre et elle est l'inverse de la résistivité qui s'exprime en ohm par centimètre. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau. Sa mesure est utile car au-delà de la valeur limite de la salinité correspondant à une conductivité de 2500 $\mu\text{S}/\text{cm}$, la prolifération de microorganismes peut être réduite d'où une baisse du rendement épuratoire. Le tableau suivant, nous renseigne sur la minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité. (Yves.D, 1994)

Tableau I.2 : degré de minéralisation de l'eau en fonction de la turbidité.

Conductivité	Degré de minéralisation
Conductivité < 100 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation très faible
100 $\mu\text{S}/\text{cm}$ < CE < 200 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation faible
200 $\mu\text{S}/\text{cm}$ < CE < 333 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation moyenne accentuée
333 $\mu\text{S}/\text{cm}$ < CE < 666 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation moyenne
666 $\mu\text{S}/\text{cm}$ < CE < 1000 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation importante
Conductivité > 1000 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation excessive

I.3.1.5. Charges pondérales

a. Matières en suspensions (MES)

Les matières en suspensions comprennent toutes les matières minérales (MMS) ou organiques (MVS) qui ne se solubilisent pas dans l'eau.

La quantité de la matière en suspension varie notamment selon les saisons et le régime d'écoulement des eaux. Ces matières affectent la transparence de l'eau et diminuent la pénétration de la lumière et, par suite, la photosynthèse. Par ailleurs, les matières en suspensions peuvent accumuler les quantités élevées de matières toxiques (métaux, pesticides, huiles minérales...).

Il existe deux méthodes normalisées d'analyse des MES :

- la méthode par filtration sur filtre en fibres de verre
- la méthode par centrifugation.

Pour un effluent urbain, les MES s'expriment par la relation suivante :

$$\text{MES} = 30\% \text{MMS} + 70\% \text{MVS}$$

b. Matières volatiles en suspension (MVS)

Elles représentent la fraction organique des MES et sont obtenues par calcination de ces MES à 525°C pendant 2 heures. La différence de poids entre les MES à 105°C et les MES à 525°C donne la « perte au feu » et correspond à la teneur en MVS en (mg/l) d'une eau.

c. Matières minérales (MMS)

Elles représentent le résultat d'une évaporation totale de l'eau, c'est-à-dire « extrait sec » constitué à la fois par les matières en suspension et les matières solubles telles que les chlorures, les phosphates...

L'abondance des matières minérales en suspension dans l'eau augmente la turbidité, réduit la luminosité et par ce fait abaisse la productivité d'un cours d'eau, entraînant ainsi une chute en oxygène dissous et freinant les phénomènes photosynthétiques qui contribuent à la ré-aération de l'eau. Ce phénomène peut être accéléré par la présence d'une forte proportion de matières organiques consommatrices d'oxygène.

d. Matières décantables (MD) et non décantables (MND)

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné (2 heures) suivant des conditions opératoires particulières (utilisation d'un cône Imhof ou Coin).

Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont donc être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique.

I.3.1.6. Matières grasses

Les eaux résiduaires industrielles contiennent des quantités élevées de graisses et d'huiles, qui par formation de films et de couches superficielles peuvent empêcher l'accès de l'air dans l'eau et provoquer la mort des micro-organismes. Les matières grasses peuvent occasionner des obstructions dans les égouts et rendent plus difficile l'exploitation des stations d'épuration des eaux.

I.3.1.7. Matières colloïdales

Ce sont des éléments présents dans l'eau sous un état intermédiaire, entre un état dissous et un état solide. Il s'agit de très petites particules solides invisibles à l'œil nu dotées sur leur surface de charges électriques qui se repoussent les unes les autres et déterminent ainsi la turbidité.

I.3.2. Paramètres chimiques

I.3.2.1. Potentiel d'hydrogène (pH)

Le pH est une mesure de l'acidité de l'eau c'est-à-dire de la concentration en ions d'hydrogène (H⁺). L'échelle des pH s'étend en pratique de 0 (très acide) à 14 (très alcalin) ; la valeur médiane 7 correspond à une solution neutre à 25°C.

La valeur du pH altère la croissance et la reproduction des micro-organismes existants dans une eau. La plupart des bactéries peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9; l'optimum est situé entre 6,5 et 8,5. Des valeurs de pH inférieures à 5 ou supérieures à 8,5 affectent la croissance et la survie des micro-organismes aquatiques.

I.3.2.2.Potentiel redox (Eh)

Dans les systèmes aqueux, le potentiel redox(ou disponibilité en électrons) affecte les états d'oxydation des éléments (H, C, N, S, Fe...). Dans une eau bien oxygénée, les conditions d'oxydation diminuent. Quand les concentrations d'oxygène diminuent, le milieu devient plus réducteur ce qui se traduit par une réduction du potentiel redox. Dans les eaux naturelles, des comparaisons relatives de l'évolution du potentiel redox peuvent être utiles pour suivre les degrés de changement du système aquatique. Le potentiel redox se mesure en mV.

I.3.2.3.Demande biologique en oxygène (DBO)

La détermination de la Demande Biologique en Oxygène est une façon indirecte d'évaluer la quantité de matières biodégradables essentiellement organiques contenues dans l'eau. Ces substances biodégradables ont les mêmes sources que les matières organiques, métabolisme des organismes vivants, activité humaine, lessivage des sols,...

L'effet principal des matières biodégradables sur le milieu récepteur est l'appauvrissement en oxygène dissous de ce milieu qui résulte de leur dégradation.

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 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 milligramme d'oxygène par litre (mgO₂/l).

I.3.2.4.Demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène est un paramètre qui exprime la quantité d'oxygène qu'une biomasse épuratrice va consommer pour décomposer les matières organiques biodégradable ou non contenues dans l'effluent. Elle est représentative de la quantité de matières organiques oxydables par voie chimique.

La DCO est particulièrement indiquée pour mesurer la pollution d'un effluent industriel.

I.3.2.5.Biodégradabilité

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être décomposé ou oxydé par les micro-organismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux.

La biodégradabilité est exprimée par un coefficient K, tel que :

$$K=DCO/DBO_5$$

Tableau I.3 : le mode de traitement en fonction de la valeur de K.

Le tableau suivant, nous renseigne sur la biodégradabilité et le mode de traitement qui convient en fonction du K.

K	Biodégradabilité	Mode de traitement
$K < 1,5$	Fortement biodegradable	Traitement biologique
$1,5 < K < 2,5$	Moyennement biodegradable	Traitement biologique
$2,5 < K < 3$	Peu biodegradable	Traitement biologique avec adaptation de la souche bactérienne
$K > 3$	Non biodegradable	Traitement physico-chimique

La connaissance de ces deux paramètres (DBO et DCO) permet aussi de définir l'origine de l'effluent.

I.3.2.6.Nutriments

Ce sont des paramètres très importants. Les éléments les plus fréquents dans les eaux usées sont l'azote, le phosphore et parfois le potassium, le zinc, le bore et le soufre. Ces éléments se trouvent en quantités appréciables, mais en proportions très variables que ce soit, dans les eaux usées épurées ou brutes.

Les rejets excessifs de phosphore et d'azote contribuent à l'eutrophisation des lacs et des cours d'eau. Ce sont les nutriments essentiels à l'activité biologique dans l'eau (bactérie et algues). Les eaux usées domestiques contiennent une alimentation équilibrée, mais il n'est pas de même des eaux industrielles qui sont souvent pauvres en azote et en phosphore.

En 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 montrent souvent une mauvaise caractéristique de décantation.

Lorsque l'effluent à traiter 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.

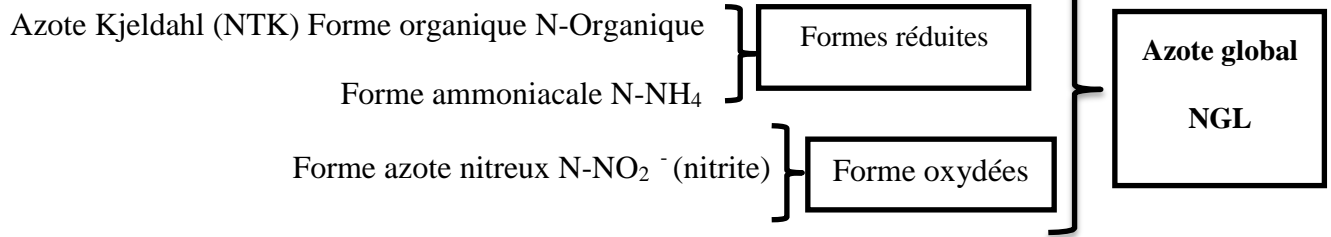
❖ Origine de l'azote dans les eaux résiduaires

L'azote présent dans les eaux usées résiduaires provient principalement des déjections humaines. Les urines contribuent largement à cet apport essentiellement sous forme d'urée, d'acide urique et d'ammoniaque (NH_3). Par ailleurs, les eaux de cuisine véhiculent des protéines aminés, et certains agents de surface (assouplissant...) qui incluent dans leurs molécules des radicaux azotés.

❖ Forme de l'azote :

L'azote des eaux usées est essentiellement constitué d'azote organique ammonifiable ou réfractaire (sous forme soluble et particulaire) et d'azote ammoniacal

L'azote KJELDAHL (NK), du nom du chimiste qui a mis au point le dosage, représente la somme de l'azote organique et de l'azote ammoniacal.



❖ Origines du phosphore

Le phosphore peut provenir de diverses sources à savoir :

- Métabolisme humain : un homme excrète entre 1 et 2 grammes de P par jour. Il s'agit de l'apport principal en phosphore dans les cours d'eau.
- Produits lessiviels et de nettoyage : 1 à 2 grammes de P par jour et par habitation (en diminution)
- Rejets industriels : les effluents d'industries agro-alimentaires, d'abattoirs, de laveries industrielles, d'industries de traitement de surface et d'industries chimiques spécialisées.
- Rejets agricoles ou d'origine naturelle sont retenus dans les sols et ne se retrouvent pas dans les eaux usées.

❖ Formes chimiques du phosphore

Le phosphore des eaux usées, particulaire ou soluble, est essentiellement constitué de :

- Phosphore inorganique (essentiellement des polyphosphates) et des orthophosphates dont une part provient de l'hydrolyse des premiers;
- Phosphore organique : phospho-lipides, esters.

Les phosphates de sodium et de potassium sont solubles dans l'eau, les phosphates monocalciques et les phosphates de magnésium le sont également, mais dans une moindre mesure. Les autres phosphates sont insolubles.

Le phosphore total est la somme du phosphore inorganique et organique.

I.3.2.7. Métaux lourds

Le suivi des concentrations en métaux lourds est particulièrement important vu leurs toxicité et leurs capacité de bioaccumulation le long des chaînes alimentaires. Contrairement aux polluants organiques, les métaux ne peuvent pas être dégradés biologiquement ou chimiquement.

Les métaux lourds caractérisent certains types de pollution, comme par exemple :

- La présence de cuivre et de nickel signe des rejets provenant d'industries de traitement de surface des métaux ;
- Le chrome dénonce la présence d'une tannerie ;
- Le plomb est lié à des pollutions diffuses (apports dus aux transports routiers et à l'existence de sites industriels désaffectée) ;
- Le zinc est évacué pas des industries qui pratiquent la galvanisation ou la préparation d'alliages tels que le laiton et le bronze, il est également libéré lors du contact entre les eaux de ruissellement et les matériaux galvanisés (toitures métalliques, gouttières) ;

- Le cadmium peut notamment être rejeté par des usines de galvanoplastie et des industries chimiques de textiles et de teintures.

Les métaux lourds se dissolvent très bien dans une eau acide (pH faible). Dans des eaux neutres ou basiques, ils précipitent et s'accumulent principalement dans la phase solide (boues). L'analyse de ces boues permet ainsi d'obtenir une vue de l'ensemble des déversements en métaux lourds qui ont eu lieu, tant en nature qu'en quantité.

Résumé des principaux dangers des métaux lourds :

- Ils remplacent ou substituent les minéraux essentiels ;
- Ils ont un effet antibiotique, ce qui augmente la résistance des bactéries;
- Ils provoquent le cancer ;
- Ils neutralisent les acides aminés utilisés pour la détoxification;
- Ils causent des allergies ;
- Ils endommagent les cellules nerveuses.

I.3.3. Paramètres microbiologiques

I.3.3.1. Virus

Ce sont des organismes infectieux de très petite taille (10 à 350 nm) qui se reproduisent en infectant un organisme hôte.

Les virus ne sont pas naturellement présents dans l'intestin, contrairement aux bactéries (tableau ci-dessus). Ils sont présents soit intentionnellement (après une vaccination contre la poliomyélite, par exemple), soit chez un individu infecté accidentellement. L'infection se produit par l'ingestion dans la majorité des cas, sauf pour le Coronavirus où elle peut aussi avoir lieu par inhalation. **(CSHPF, 1995)**

On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines comprise entre 10^3 et 10^4 particules par litres. Leur isolement et leur dénombrement dans les eaux usées sont difficiles, ce qui conduit vraisemblablement à une sous-estimation de leur nombre réel.

Les virus entériques sont ceux qui multiplient dans le trajet intestinal ; parmi les virus entériques humains les plus importants, il faut citer les entérovirus (exemple : polio), les rotavirus, les rétrovirus, les adénovirus et le virus de l'hépatite.

I.3.3.2. Bactéries

Les bactéries sont des organismes unicellulaires simples et sans noyau. Leur taille est comprise entre 0,1 et 10 μm , la quantité moyenne de bactéries dans les fèces est d'environ 10^{12} bactéries/g.

Les eaux usées urbaines contiennent environ 10^6 à 10^7 bactéries/100ml dont 10^5 porteuse et entérobactéries, 10^3 à 10^4 streptocoques et 10^2 à 10^3 clostridiiums.

Parmi les plus communément rencontrées, on trouve les salmonellas dont on connaît plusieurs centaines de sérotypes différents, dont ceux responsables de la typhoïde, des paratyphoïdes et des troubles intestinaux. Des germes témoins de contamination fécale sont généralement utilisés pour contrôler la qualité relative d'une eau ce sont les coliformes thermotolérants. **(Faby.B, 1997)**

I.3.3.3. Protozoaires

Les protozoaires sont des organismes unicellulaires munis d'un noyau, plus complexes et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites, c'est-à-dire qu'ils se développent aux dépens de leur hôte.

Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle de vie une forme de résistance, appelée kyste. Cette forme peut résister généralement aux procédés des traitements des eaux usées.

Parmi les protozoaires les plus importants du point de vue sanitaires, il faut citer Entamoeba histolytica, responsable de la dysenterie amibienne et Giardia lamblia.

I.3.3.4. Helminthes

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des organismes parasites. Les concentrations en œufs d'helminthes dans les eaux usées est de l'ordre de 10 à 10³ œufs/l. il faut citer, notamment, Ascaris lumbricades, Oxyuris vermicularis, Trichuris trichuria, Taenia saginata.

Beaucoup de ces helminthes ont des cycles de vie complexes comprenant un passage obligé par un hôte intermédiaire. Le stade infectieux de certains helminthes est l'organisme adulte ou larve, alors que pour d'autres, ce sont les œufs.

Les œufs d'helminthes sont très résistants et peuvent notamment survivre plusieurs semaines voire des mois sur les sols ou les plantes cultivées. (Faby.B, 1997)

Tableau I.4 : Composition moyenne des eaux résiduaires urbaines.

Les concentrations moyennes dans les ERU sont représentées dans ce tableau.

résiduaires urbaines	MES	DCO	DBO5	phosphore total	Azote Kjeldahl
Les concentrations (mg/l)	150 à 500	300 à 1000	100 à 400	10 à 25	30 à 100

I.4.4. Normes de rejet

Les normes de rejet, après traitement, ont pour objet la protection de l'environnement en général et les milieux récepteurs en particulier.

Le tableau suivant illustre les normes de rejets en rivière des effluents urbains à atteindre après l'épuration selon le décret n°93-160 du 10 juillet 1993.

Tableau I.5 : les normes de rejet.

Paramètres	Valeurs	Unités
Température	30	C°
PH	5.5 - 8.5	-
MES	30	mg/l
DBO ₅	30-40	mg/l
DCO	90-120	mg/l
Azote total	15	mg/l
Phosphates	2	mg/l
Aluminium	5	mg/l
Cadmium	0.2	mg/l
Mercure	5	mg/l
Nickel	1	mg/l
Plomb	3	mg/l
Cuivre	3	mg/l
Zinc	5	mg/l
Huiles et graisses	20	mg/l
Hydrocarbures	20	mg/l
Phénols	0.5	mg/l
Solvants organiques	20	mg/l
Chlore actif	1	mg/l
Détergents	12	mg/l

Source : ONA W.M'sila

Conclusion

Aujourd'hui, le traitement des eaux usées est une obligation. Un rejet directement au milieu naturel représente une véritable menace pour l'être humain ainsi que pour l'environnement. Ainsi, l'évaluation de ce risque doit passer par la caractérisation qualitative et quantitative de l'eau

Néanmoins, déterminer et interpréter la qualité de l'eau s'avère complexe pour la double raisons suivantes :

- La pollution de l'eau peut prendre plusieurs formes.
- Un grand nombre d'indicateurs peuvent être mesurés afin de connaître la qualité de l'eau.

Par ailleurs chaque projet de réalisation d'une station d'épuration doit faire l'objet d'une étude qualitative et quantitative des eaux usées à traiter afin d'une part d'estimer la charge polluante à éliminer et d'autre part faire un choix adéquat du procédé d'épuration à adopter.

Chapitre III :

Procèdes d'épuration
biologique

Introduction

Les eaux usées urbaines peuvent être traitées par divers procédés, à des degrés d'épuration et à des coûts variables selon le niveau de qualité exigé par le milieu récepteur et les quantités de substances indésirables se trouvant dans les eaux.

Ces procédés dépendent essentiellement de :

- L'importance de la charge polluante à traiter ;
- La qualité de l'effluent requise ;
- La disponibilité du terrain ;

Dans le processus d'épuration, il est à prendre en considération deux lignes :

- La ligne relative au traitement de l'eau usée.
- La ligne de traitement des boues.

En effet, ce chapitre est consacré à l'étude de différentes techniques d'épuration des eaux.

II.1. Différentes étapes du traitement des eaux usées

Le but de traitement est de séparer l'eau des substances indésirables pour protéger le milieu récepteur.

Le processus d'épuration peut comprendre plusieurs étapes :

- ❖ Le prétraitement ;
- ❖ Le traitement primaire ;
- ❖ Le traitement secondaire ;
- ❖ Le traitement tertiaire (dans certains cas).

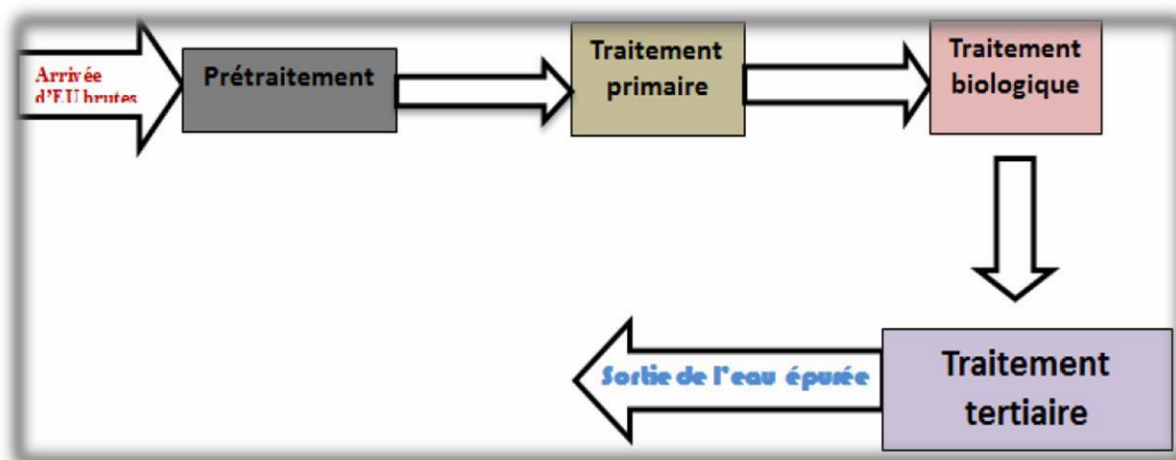


Figure II.1 : Différentes étapes du traitement des eaux usées (filière eau).

II.1.1. Prétraitement

Les eaux brutes doivent généralement subir, avant leur traitement proprement dit, un prétraitement qui comporte un certain nombre d'opérations, uniquement physique ou mécaniques. Il est destiné à extraire de l'eau brute, la plus grande quantité possible d'éléments dont la nature ou la dimension constitueront une gêne pour les traitements ultérieurs. Selon la nature des eaux à traiter et la conception des installations, le prétraitement peut comprendre les étapes suivantes :

- ❖ Le dégrillage et tamisage ;
- ❖ La dilacération ;
- ❖ Le dessablage ;

❖ Le dégraissage-déshuilage.

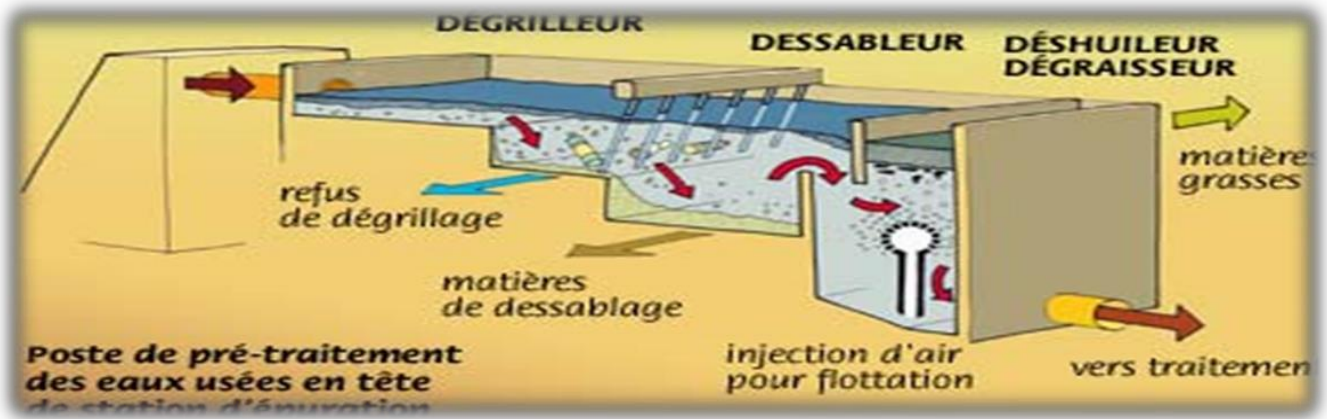


Figure II.2 : Schéma de prétraitement des eaux usées en tête de station d'épuration.

Remarque

Le transport des eaux usées dans les collecteurs se fait généralement par gravité, sous l'effet de leurs poids. Une station de relèvement permet d'acheminer les eaux dans la station d'épuration lorsque ces derniers arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution. Cette opération de relèvement des eaux s'effectue grâce à des pompes submersibles ou à vis d'Archimède.

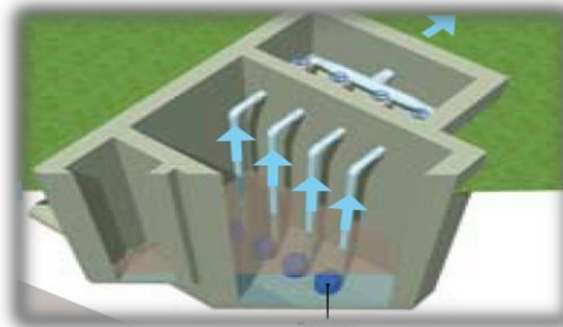


Figure II.3 : Relevage par pompage.
d'Archimède.

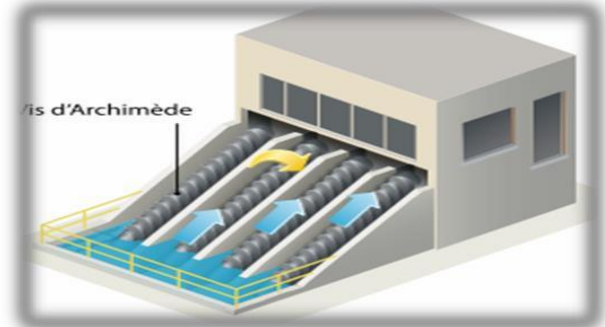


Figure II.4 : Relevage par vis d'Archimède.

II.1.1.1. Dégrillage et tamisage

II.1.1.1.1. Dégrillage

Au cours du dégrillage, les eaux usées passent au travers d'une grille dont les barreaux, plus au moins espacés, retiennent les matières les plus volumineuses et flottantes charriées par l'eau brute. Le dégrillage permet ainsi de protéger la station contre l'arrivée intempestive des gros objets susceptibles de provoquer les bouchages dans les différentes unités de l'installation. On distingue trois types de grille en fonction de la taille des détritiques à éliminer :

- ❖ Le pré dégrillage ou grossier dont l'écartement est de 50 à 100mm ;
- ❖ Le dégrillage moyen dont l'écartement est de 10 à 25mm ;
- ❖ Le dégrillage fin dont l'écartement est de 3 à 10mm.

Les grilles peuvent être verticales, mais le plus souvent sont inclinées de 60° à 80° sur l'horizontale afin d'augmenter la surface de contact de la grille avec l'eau. (**Technique de l'ingénieur**)

Il existe différents types de grillages selon la conception des grilles et la nature de l'effluent à traiter.

a. Grilles manuelles

Elles sont généralement inclinées de 60 à 80° sur l'horizontale, composées de barreaux droits, ronds ou rectangulaires. Le nettoyage se fait quotidiennement à l'aide d'un râteau afin de permettre le passage facile de l'effluent. La grille manuelle est utilisée pour les petites stations (<400EH). (**OLIVIER**)

b. Grille automatique (mécanique)

Pour les stations de 2000 équivalents habitants ou plus, l'utilisation d'une grille mécanique est indispensable afin d'éviter un colmatage rapide des canalisations.

- ❖ **Les grilles mécaniques à nettoyage par l'amont** : les barreaux sont généralement de section rectangulaire ou trapézoïdale. L'évacuation des déchets est située à l'aval de la grille. Il en existe 3 types ; Grilles courbes, Grilles droites à nettoyage alternatif et grilles droites à nettoyage continu.
- ❖ **Les grilles mécaniques à nettoyage par l'aval** : c'est un système de prédégrillage avec une capacité d'extraction importante (mais risque de rechute des déchets dans l'eau aval)

Remarque

- ❖ L'espacement des barreaux est de 2,0 à 2,5 cm pour un dégrilleur mécanique et 3 à 4 cm pour un dérailleur manuel.
- ❖ L'efficacité du dégrillage dépend de 2 facteurs :
 - la vitesse de passage de l'eau dans l'ouvrage doit être supérieure à 0,5 m/s sans dépasser 1,4 m/s pour éviter le dépôt de matériaux lourds.
 - la fréquence d'entretien : Il faut prévoir une capacité de stockage de 48 heures minimum à l'abri des rats, insectes (ponte).

Généralement, on utilise deux grilles en série par mesure de sécurité, si l'une tombe en panne l'autre prendra le relais.



Figure II.5: grille manuelle



Figure II.6: grille mécanique courbée

II.1.1.1.2. Tamisage

Le tamisage suit l'opération de dégrillage, il est utilisé dans le cas d'une eau usée chargée en matière en suspension (eaux d'abattoirs, conserverie, papeteries...). Le tamisage s'effectue soit avec des grilles fines correspondant au micro tamisage ou des grilles grossières correspondant à un macro tamisage. Le tamisage assure la protection des canalisations ou des pompes en évitant l'obstruction, la récupération des déchets utilisables et la limitation des risques de fermentation.

II.1.1.2. Dilacération

Le but de cette opération est, comme son nom l'indique, de dilacérer les matières grossières contenues dans les eaux usées, et éviter donc l'utilisation d'une grille. Mais les inconvénients sont si nombreux (matériel délicat, problèmes de bouchage de pompes...), que ce procédé n'est plus utilisé sur les nouvelles stations d'épuration.

II.1.1.3. Dessablage

Le dessablage a pour but d'éliminer les matières lourdes de granulométrie supérieure à environ 200 microns et de masse spécifique de l'ordre de 2.65g/cm^3 . L'écoulement de l'eau, à une vitesse réduite de 0.3m/s , dans un bassin appelé « dessableur » entraîne le dépôt de ces matières au fond de l'ouvrage. (**Office international de l'eau, 2005**)

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

En outre, il peut constituer, s'il est suffisamment dimensionné, une barrière de sécurité contre des déversements accidentels d'hydrocarbures.

L'opération de dessablage permet :

- ✓ Eviter le bouchage dans les canalisations par dépôts ;
- ✓ Eviter la perturbation des traitements ultérieurs, traitement biologique en particulier ;
- ✓ Protéger les organes mécaniques contre l'abrasion.

On distingue divers types de dessableur, on citera :

- ❖ **Dessableur à couloir** : La vitesse à l'intérieur de ces ouvrages varie selon le débit. Ces ouvrages canaux (ou couloirs) simples sont les plus élémentaires. L'installation de deux canaux en parallèle permet la mise en service du deuxième canal lorsqu'on extrait les sables du premier.
- ❖ **Dessableurs 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 dessableurs 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**)



Figure II.7: Dessableur rectangulaire.

II.1.1.4. Dégraissage-déshuilage

Le déshuilage est une opération de séparation liquide-liquide, alors que le dégraissage est une opération de séparation solide-liquide (à la condition que la température de l'eau soit suffisamment basse, pour permettre le figeage des graisses). Ces deux procédés visent à éliminer la présence des corps gras dans les eaux usées, qui peuvent gêner l'efficacité du traitement biologique.

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

Il existe plusieurs types de dégraisseurs :

❖ Dégraisseur statique

Il s'agit d'un bassin généralement pourvu de chicanes ou d'une cloison siphonide qui retient les graisses et autres corps flottants qui remontent à la surface de l'eau.

❖ Dégraisseur aéré

Le bassin est généralement de forme cylindro-conique ou rectangulaire dans lequel la flottation des graisses est facilitée par la diffusion de fines bulles d'air injectées dans le fond de l'ouvrage. La production d'air est obtenue avec l'utilisation de surpresseur et des diffuseurs adaptés, ou plus souvent à l'aide de pompes émulsionneuses.

Remarque

Généralement, dans les stations d'épurations les ouvrages (dessableur-dégraisseur) sont combinés.

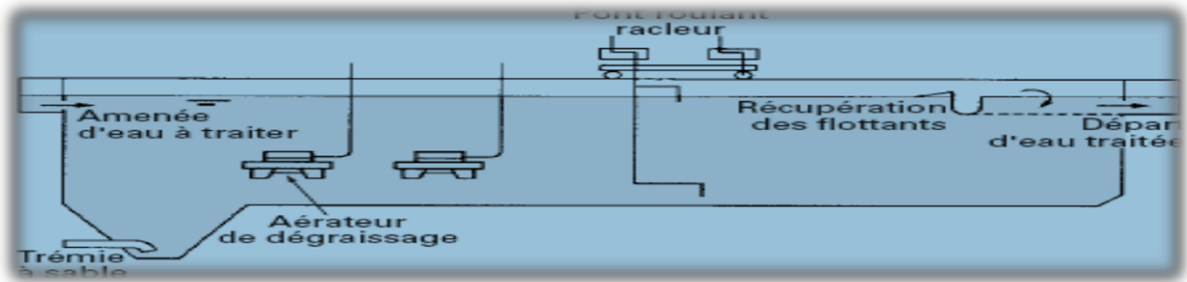


Figure II.8: Dessablage, déshuilage et dégraissage dans un seul ouvrage.

II.1.2. Traitement primaire

Le traitement primaire consiste en la décantation des matières en suspension (MES) dans un bassin de sédimentation. La base de ces procédés de séparation solide – liquide est la pesanteur. En éliminant une fraction de ces solides en suspension, il permet d'alléger les traitements biologiques ultérieurs. L'efficacité du traitement dépend du temps de séjour des eaux dans le bassin et de la vitesse de chute des matières en suspension. La décantation des MES entraîne également avec elle des micropolluants et micro-organismes. Les eaux rejoignent le traitement secondaire par débordement tandis que les boues ainsi formées sont extraites. Elles seront par la suite envoyées vers la filière de traitement de boues.

Pour une eau usée domestique, la décantation primaire élimine 30 à 35 % de la DBO5 et 60% des MES et permet ainsi la diminution de la consommation d'oxygène dans l'aérateur.

Dans certains cas, afin d'améliorer le rendement de la sédimentation, un traitement physico-chimique est également réalisé. Il comporte classiquement deux phases :

❖ Phase de coagulation/floculation

La coagulation est le processus physique par lequel les charges électriques à la surface des particules solides en suspension sont neutralisées par celles, de signe opposé, d'additifs coagulants. Elle est suivie d'une étape de floculation, qui provoque l'agrégation des petites particules déchargées et la formation de flocs plus gros et plus denses.

❖ Phase de clarification

Dans cette phase, les particules ainsi formées, ou 'flocs', sont séparées de l'eau par décantation.

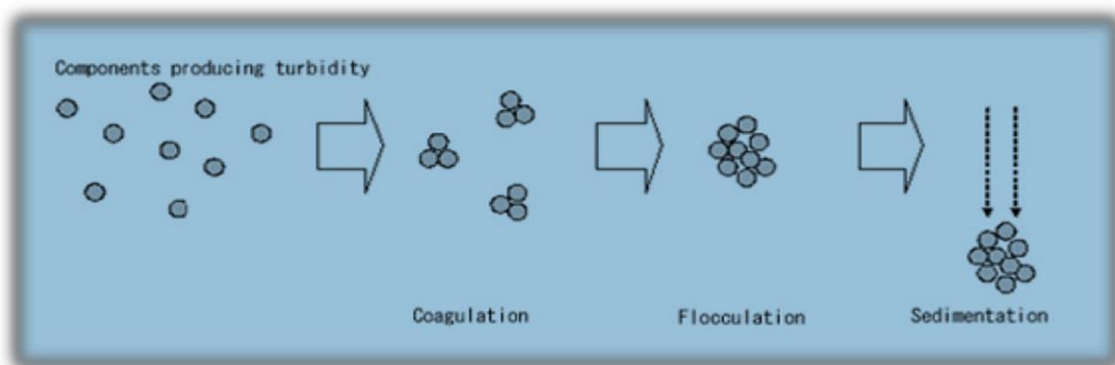


Figure II.9: Schématisation de la coagulation-floculation-sédimentation.

II.1.2.2. Formes de décanteur :

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

a-Décanteur statiques sans raclage

a.1. Décanteur 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°)

a.2. 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 boue par une évacuation totale de boue du bassin.

b-Décanteur statique a raclage mécanique des boues

b.1. Décanteur circulaire

Largement répandus du fait de leur faible coût de réalisation par rapport à un décanteur rectangulaire. L'arrivée de l'effluent brut se fait par un puits central. 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.2. Décanteur longitudinaux rectangulaire

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage :

- ✓ Les décanteurs à pont raclleur
- ✓ Les décanteurs à chaînes.

Remarque

Le décanteur primaire n'est pas nécessaire dans le cas où la station d'épuration fonctionne à faible charge.

II.1.3. Traitements secondaires

Dans la grande majorité des cas, l'élimination des pollutions carbonées et azotées s'appuie sur des procédés de nature biologique, basés sur la croissance de micro-organismes aux dépens des matières organiques 'biodégradables' qui constituent pour eux des aliments.

Les traitements secondaires également appelés traitements biologiques visent à dégrader les matières organique biodégradable contenue dans l'eau à traiter. Des micro-organismes mis en contact avec l'eau polluée assimilent la matière organique qui, leur sert de substrat de croissance. L'ensemble de la pollution avec les microorganismes vivants forme la liqueur mixte ou boue biologique contenue dans des bassins de traitement biologique.

Les principaux procédés d'épurations biologiques sont :

II.1.3.1. Les procédés intensifs ou artificiels

Le but de ces procédés, est de décomposer de façon biochimique par oxydation les matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés mécaniques des eaux usées.

A. Procédé à boues activées

Le procédé à boues activées a été découvert en 1914 à Manchester en Angleterre. Ce type de traitement implique l'aération du bassin des eaux usées afin d'assurer les conditions adéquates pour le développement des micro-organismes qui s'agglomèrent et forment le floc bactérien. Les matières organiques polluantes vont être captées par ces floccs et assure l'épuration des eaux usées dans le bassin. A l'aval de ce traitement, un clarificateur (ou décanteur secondaire) permet l'isolation des boues. Pour conserver un stock constant et suffisant de bactéries dans le bassin de boues activées, une partie des boues extraites du clarificateur est renvoyée en tête de bassin. L'autre partie est évacuée du circuit et dirigée vers les unités de traitement des boues.

Cette technique sera détaillée dans le chapitre suivant.

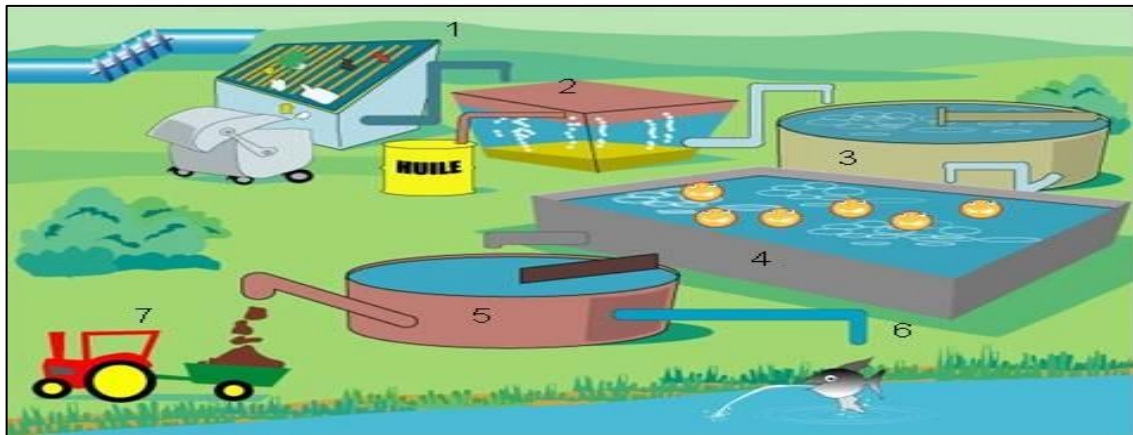


Figure II.10: Schéma de fonctionnement d'une station d'épuration à boues activées.

B. lits bactériens

Cette technique de traitement s'inspire de la filtration par le sol, où les agents de l'épuration se présentent sous forme d'agrégats hétérogènes qu'il faut maintenir en suspension. Ces procédés mettent en œuvre des surfaces solides colonisées par la biomasse sous la forme d'un film biologique : le biofilm. Toutes les étapes d'un traitement biologique peuvent s'opérer dans le biofilm : étapes aérobie et anaérobie. L'évacuation de l'eau se fait par le fond pour éviter le noyage d'un massif filtrant.

L'effluent ruisselle gravitairement au travers du milieu support et l'apport d'oxygène s'effectue de façon continue par l'air qui traverse lentement le dispositif.

Les bactériens sont des ouvrages en béton, de forme généralement cylindrique. Garnis d'un matériau inerte sur lequel fait ruisseler l'effluent à traiter toujours pré-décanté.

Les propriétés de ce matériau sont :

- ✓ Grande surface spécifique.
- ✓ Bonne perméabilité à l'air et à l'eau.

- ✓ Résistance à la corrosion et l'encrassement.

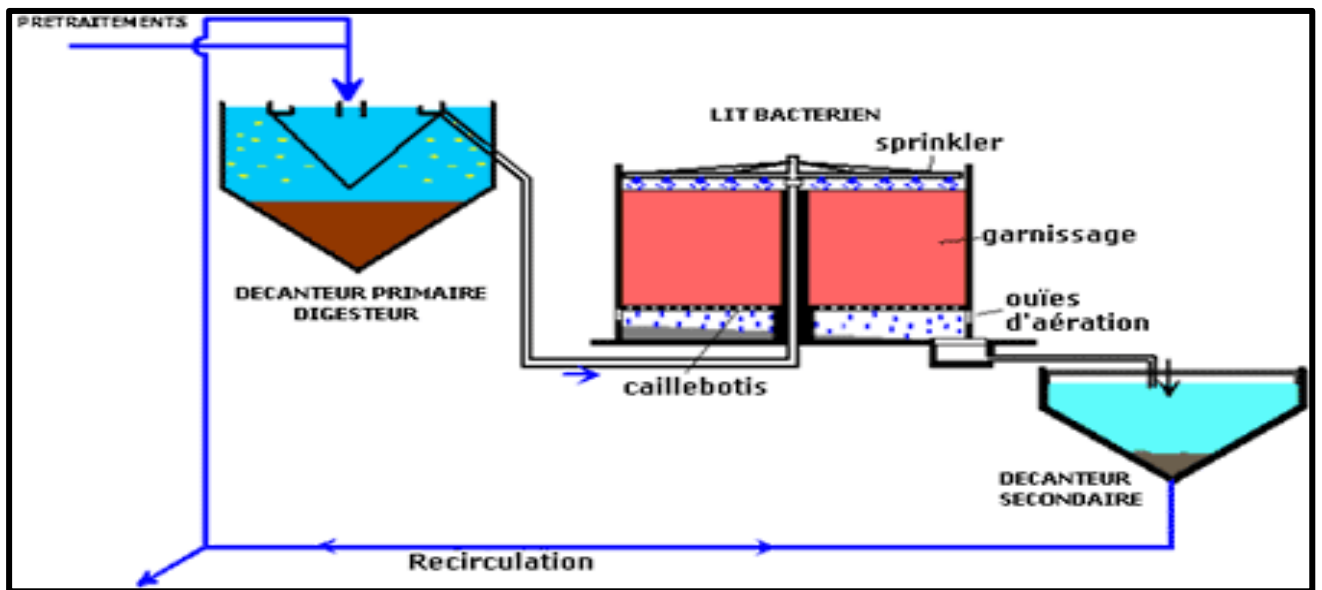


Figure II.11: Schéma de fonctionnement les lits bactériens.

C. Disques biologiques

Dans ce procédé, les micro-organismes sont fixés sur des disques tournant lentement (quelques tours par minute) autour d'un axe horizontal et baignant en partie dans l'eau à traiter.

De par la rotation, la biomasse se trouve alternativement au contact avec l'eau à traiter et avec le dioxygène de l'air ambiant. Lors de leur émergence, ces bactéries prélèvent l'oxygène nécessaire à leur respiration et lors de l'immersion, elles absorbent la pollution dissoute dont elles se nourrissent.

Dès que le biofilm dépasse une épaisseur de quelques millimètres, il se détache et est entraîné vers le décanteur final où il est séparé de l'eau épurée. Les boues ainsi piégées sont renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour y être stockées et digérées.

(Commission Européenne, 2001)

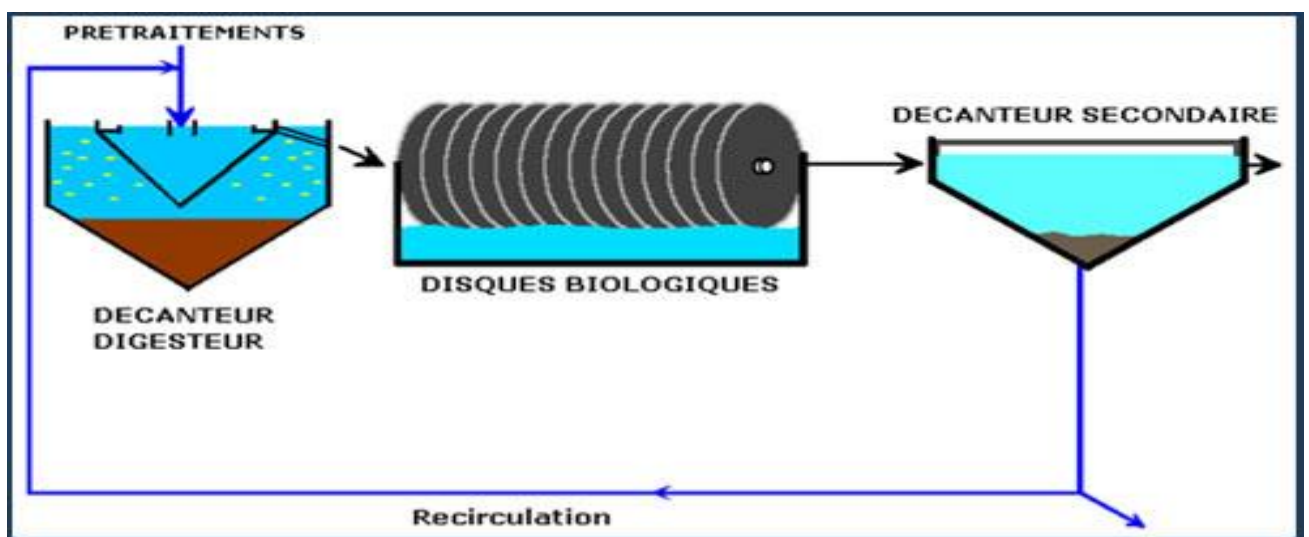


Figure II.12: Schéma de fonctionnement les disques biologiques.

II.1.3.2. Procédés biologiques extensifs ou naturels

A. Lagunage naturel

Le lagunage est un procédé d'épuration qui consiste à faire circuler des effluents dans une série de bassins pendant un temps suffisamment long pour réaliser les processus naturels de l'autoépuration. Il est pratiqué dans les régions très ensoleillées, dans des bassins de faible profondeur.

Le lagunage naturel repose sur une culture bactérienne principalement de type aérobie. Celle-ci est ensuite séparée par un mécanisme de sédimentation. L'épuration est assurée par un long temps de séjour dans plusieurs bassins en série.

Le mécanisme de base est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure est exposée à la lumière et cela permet l'apparition d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement des bactéries aérobies. Ces dernières 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 (les microphytes) de se multiplier. En fond de bassin, il n'y a pas de lumière, ce sont donc les bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Cette dégradation entraîne un dégagement de gaz carbonique et de méthane.

Remarque

Ce traitement demande des surfaces très importantes avec des temps de séjour de l'ordre de 30 à 60 jours et une profondeur des bassins de 0.5 à 1.2 m.

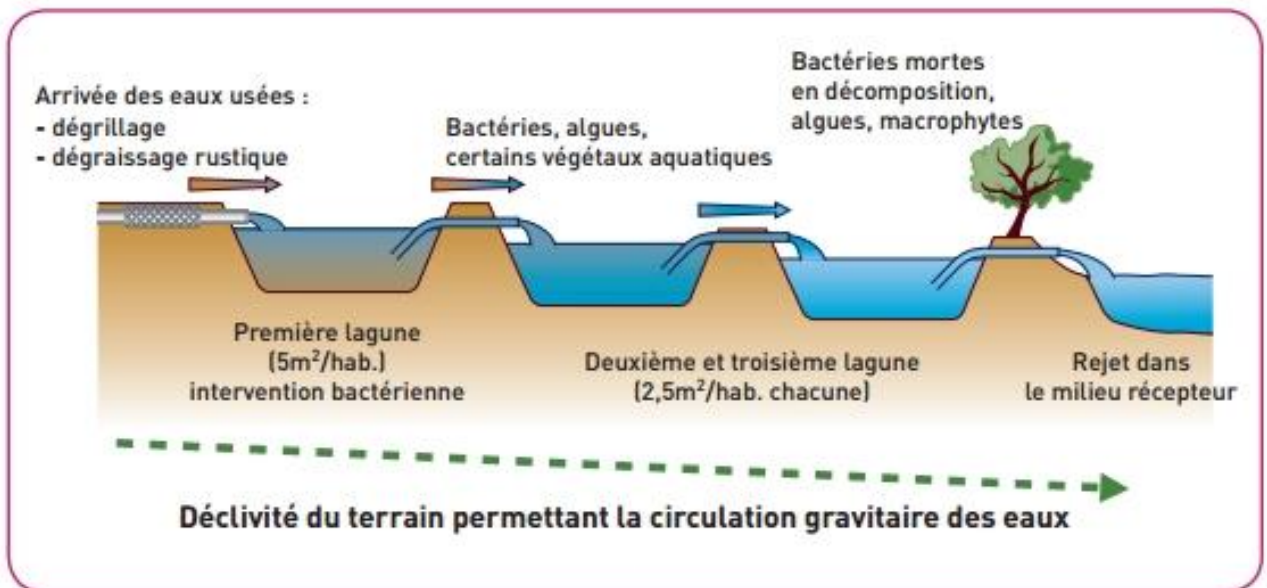


Figure II.13: Schéma de fonctionnement le lagunage naturel.

B. Epandage

C'est le procédé le plus ancien, il consiste à déverser directement sur le sol perméable des eaux usées, où les granulats constituant le sol sont alors un matériau de support de micro-organismes ; ces derniers servent à dégrader la matière organique. Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent à travers la chaîne alimentaire, la

contamination des nappes et le risque de colmatage des sols. Il présente par contre l'avantage d'être un procédé simple et très économique, n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation et permettent la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent. . (Université M.Bougara Boumerdès, 2010)

Tableau II.2 : Avantages et inconvénient de lit bactérien et disque biologique.

Avantages	Inconvénients
<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. • adaptés pour les petites collectivités < 10000 Hab. 	<ul style="list-style-type: none"> • Performances 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. • ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.

II.2. Choix de procédé de traitement

Dans un projet de conception d'une station d'épuration, en plus de la connaissance des différentes techniques d'épuration, les critères suivants doivent être pris en compte, il s'agit de :

- ✓ La qualité du milieu récepteur et les usages de l'eau.
- ✓ Le type de réseau : fonctionnement d'une station d'épuration conventionnelle est adapté à un assainissement de type séparatif qui assure un débit régulier des eaux usées.
- ✓ La pollution : en fonction du type de pollution, différents types de procédés peuvent être utilisés.
- ✓ La population : dans les communes ou la population peut varier considérablement durant l'année, le lagunage s'avère un procédé adapté. Il y a également possibilité d'utiliser un procédé physico-chimique.
- ✓ Les caractéristiques du terrain : emplacement, topographie, surface disponible.
- ✓ Le coût d'exploitation
- ✓ Les problèmes d'exploitation et fiabilité des installations.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons mis en exergue les différents procédés d'épuration. Cependant, en Algérie comme dans le reste du monde, le procédé d'épuration par boues activées est le plus utilisé car il permet un bon traitement de l'effluent ainsi qu'un bon rendement pour une meilleure protection de l'environnement.

C'est pourquoi, dans notre étude, on optera pour le traitement par boues activées. Ce procédé fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre IV :

Traitement des boues
des STEP

Introduction

Depuis plusieurs décennies, la plupart des pays, ont mis en place des stations d'épuration dans le cadre de la politique publique de préservation de la qualité des eaux naturelles. Mais celles-ci génèrent un sous-produit inévitable qui sont les boues d'épuration et dont l'élimination fait partie des problèmes environnementaux actuels.

En effet, les eaux usées sont collectées puis acheminées vers les stations d'épuration où elles sont traitées. En fin de traitement, à la sortie de la station, l'eau épurée est rejetée dans le milieu naturel mais il demeure des résidus d'épuration qui sont les boues résiduaire. Elles sont composées d'eau et de matières sèches contenant des substances minérales et organiques. Les stations d'épuration produisent des boues liquides, pâteuses ou solides en fonction de leur siccité (pourcentage de matière sèche qu'elles contiennent).

III.1.Origine et composition des boues d'épuration

La composition des boues urbaines dépend de la nature de charge polluante des effluents bruts et des techniques de traitement.

Plusieurs types de boues doivent être différenciés en fonction de leur origine, dans la mesure où leur traitement doit être conçu différemment.

On rencontre ainsi des boues primaires, secondaires et des boues physico-chimiques.

III.1.1.Boues primaires

Résultent de la simple décantation 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)

Tableau III.1 : les rendements de traitement primaire.

	DCO	DBO5	MES
Traitement primaire simple	25 à 30 %	25 à 30 %	55 à 65 %
Traitement primaire avec réactifs chimiques	55 à 60 %	55 à 60 % >	> à 70 %

III.1.2. Boues secondaires

Les boues secondaires sont issues du traitement biologique (boues activées, lit bactérien, disques biologiques,...).

Elles sont constituées essentiellement de corps bactériens.

En fonction de la charge massique retenue (quantité de MO entrante, quantité de biomasse présente dans le bassin), on distingue :

- les boues dites d'aération prolongée ($C_m \leq 0.1 \text{ kg de DBO5/kg MVS}$) avec un taux de MVS de l'ordre de 65 à 70 %
- les boues dites de moyenne charge ($C_m \leq 0.5 \text{ kg de DBO5/kg MVS}$) avec un taux de MVS de 70 à 75 %.

- les boues dites de forte charge ($C_m > 0.5\text{kg de DBO}_5/\text{kg MVS}$) avec un taux de MVS supérieur à 80 %

Les boues secondaires ou biologiques ont pour caractéristiques :

- d'être peu favorable à la déshydratation, ce qui engendre des coûts supplémentaires pour l'épaississement
- d'être de qualité variable suivant les paramètres de fonctionnement fixés ou subis qui engendrent des siccités différentes.

III.1.3. Les boues tertiaires

Les boues tertiaires sont le plus souvent issues d'un traitement physico-chimique après un traitement biologique (d'où la notion de traitement tertiaire). Ce traitement tertiaire a pour principal objectif un rôle d'affinage du traitement.

Il s'avère obligatoire derrière une boue activée lorsque les niveaux de rejets demandés sont très contraignants comme une teneur en MES inférieure à 20 mg MES/l, une teneur en phosphore inférieure à 1 mg Pt/l et une concentration en DCO inférieure à 60 mg/l. Elles sont le plus souvent obtenues par l'ajout de réactifs chimiques et elles sont aussi le plus souvent plus difficiles à déshydrater.

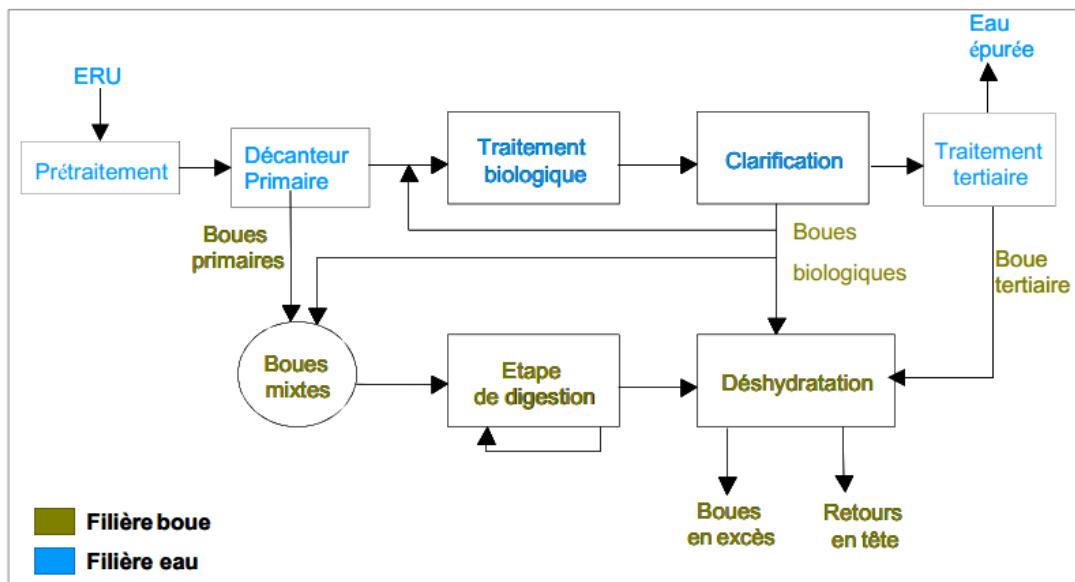


Figure III.1 : schéma d'une station d'épuration intégrant l'ensemble des étapes de traitement.

III.2. Caractéristiques d'une boue

III.2.1. 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 %.

III.2.2. 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.

III.2.3. 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. Quatre états physiques sont généralement définis en tenant compte de la siccité :

Tableau III.2 : Pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues. (ROGER, 1990)

Etat physique des boues	Le pourcentage de siccité
Boue liquide	0 à 10 %
Boue pâteuse	12 à 25 %
Boue solide	supérieure à 25 %
Boue sèche	supérieure à 85 %

III.3. Filières de traitement de boues

Ce traitement des boues est défini comme un ensemble d'opération visant à modifier les caractéristiques de ces boues afin de rendre leur destination fiable et sans nuisances.

On parle alors d'épaississement, stabilisation et déshydratation des boues.

III.3.1. Epaississement

L'épaississement est généralement la première étape du traitement des boues. C'est un procédé simple, consommant peu d'énergie. Il sert principalement à réduire le volume des boues brutes et constitue une étape préalable aux traitements suivants. Le taux de siccité obtenu peut atteindre jusqu'à 10% de matière sèche. Quelle que soit la technique utilisée, l'eau doit être recyclée en tête de STEP.

Diverses méthodes sont utilisées pour épaissir les boues :

- ❖ Epaississement gravitaire ;
- ❖ Epaississement dynamique.

III.3.1.1. Principe de l'épaississement

L'épaississement consiste à séparer par gravité (décantation) ou par flottation, l'eau interstitielle des particules de boues. L'épaississement permet d'augmenter le temps de séjour des boues dans le digesteur, en raison de la réduction de volume qu'il occasionne.

Il présente divers avantages :

- 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.

III.3.1.2. Types d'épaississement

A. Epaississement gravitaire : la décantation (ou sédimentation)

Cette technique est très répandue dans les grandes stations (10 000-100 000). Une hauteur de 3,5 à 4 m est préconisée pour le bassin de décantation, en tenant compte du volume de

stockage, afin de faciliter le tassement de la boue. La siccité des boues à la sortie de ce procédé varie de 2 à 10% selon la nature des boues traitées.

Ce procédé est peu coûteux (consommation énergétique de l'ordre de 1 à 7 kWh/tMS) et d'exploitation simple mais de faible performance sur les boues biologiques (boues très fermentescibles) avec une siccité de 1,5-2,5%. De plus, la mise en place de l'ouvrage nécessite une surface et un volume très importants. Le temps de séjour des boues dans l'épaississeur est environ 48h. La performance est variable selon la nature des boues : (AMORCE, 2012)

- ❖ Boues primaire, 40-80 kgK8 de MS/m²/jour
- ❖ Boues biologiques, 25kg de MS/m²/jour.

B. Epaisseur dynamique

B.1. Flottation

Bien adaptée aux boues biologiques, la flottation a l'avantage d'être un procédé rapide par rapport à la décantation et réalisée dans des installations compactes surtout avec les matières en suspension (MES) de faible décantabilité (siccité de 3,5-5%). Le procédé est basé sur une séparation de phases provoquée par une remontée à la surface des boues sous l'effet de la pression de fines bulles d'air. Les principaux inconvénients de cette technique sont les coûts d'exploitation élevés à cause d'une forte consommation énergétique (entre 60 à 100 kWh/tMS) et son fonctionnement délicat. Ce procédé est donc réservé principalement aux grandes stations (10 000 à 100 000 EH). (AKROUR, 2005)

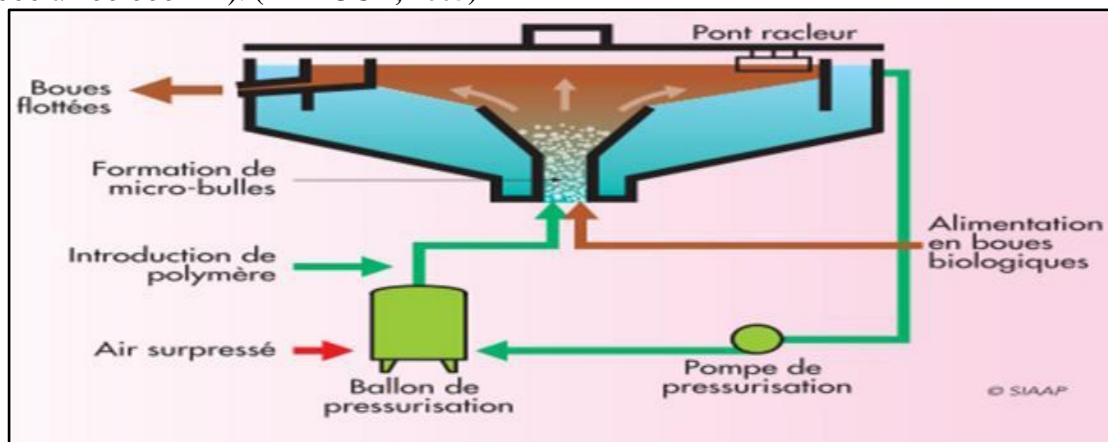


Figure III.2: Flottation.

B.2. Centrifugation

Cette technique consiste en une séparation, sous l'effet de la force centrifuge, des phases liquide et solide en ajoutant aux boues un polymère en faible dose, permettant d'obtenir un bon compactage (siccité de 4-6%). Il s'agit d'un procédé rapide (il traite 100 m³ de boues par heure) et compact, mais très consommateur d'énergie (150 à 300 kWh/tMS) et très sensible à la qualité des boues.

B.3. Drainage

La boue, préalablement floculée par traitement physico-chimique, est épanchée sur un support filtrant qui est raclé en permanence par des lames en caoutchouc. Il existe des technologies variées. Les tables, grilles et tambours d'égouttage sont des techniques simples, efficaces et financièrement abordables alors que les bennes filtrantes, bien adaptées aux petites

stations et de fonctionnement très simple, ont des coûts plus élevés et nécessitent une assistance technique importante.

III.3.2. Stabilisation

La stabilité des boues est obtenue, lorsque les matières organiques contenues dans les boues n'évoluent plus en dégageant par exemple, des odeurs émanant du processus de fermentation.

Il suffit de contrôler cette phase par une diminution des matières organiques fermentescibles Présentes dans les boues.

La stabilisation des boues a pour but de réduire leur pouvoir fermentescible.

Les traitements de stabilisation utilisés sont de type biologique, chimique ou thermique.

III.3.2.1. Stabilisation biologique

Elle se fait soit par voie aérobie dans les bassins d'aération, soit par voie anaérobie dans des digesteurs avec production d'un biogaz riche en méthane.

A-Stabilisation aérobie

La stabilisation aérobie des boues consiste en une minéralisation aboutissant à une oxydation très poussée des boues.

Elle est réalisée dans des ouvrages appelés digesteurs qui sont alimentés :

— soit en continu

— soit par cuvée, c'est à dire par alimentation intermittente.

Le temps de séjour dans ces ouvrages est de l'ordre d'une semaine et les systèmes d'aérations utilisées, sont soit des aérateurs de surface ou des diffuseurs d'air.

Les aérateurs de surface permettent une meilleure diffusion d'oxygène mais ils peuvent provoquer une certaine destruction mécanique du floc bactérien rendant ainsi plus difficile leur épaissement.

L'avantage de ce procédé réside dans la simplicité de son fonctionnement, de sa conception et de son suivi. Le surnageant récupéré après la stabilisation des boues, est renvoyé en tête de station. Sa DBO ne représente plus qu'une faible pollution et ne perturbe pas l'épuration.

L'inconvénient majeur d'un tel système est qu'il consomme de l'énergie ajoutée aux dépenses énergétiques globales de la station. (ROGER, 1990)

B-Stabilisation anaérobie

Dans ce procédé, la dégradation des matières organiques est réalisée par des bactéries anaérobies. La digestion anaérobie est donc une fermentation en absence d'oxygène qui permet de stabiliser les matières organiques en les transformant, le plus souvent, en gaz méthane et en gaz carbonique. On admet que la digestion anaérobie comprend deux phases:

- une première phase au cours de laquelle, des acides volatils sont formés par des bactéries acidifiantes.
- une deuxième phase qui est une phase de gazéification réalisée par des bactéries méthanogènes.

VI.3.2.2. Stabilisation chimique

Le pouvoir fermentescible d'une boue peut être réduit par adjonction de réactifs chimique. Cet apport de réactifs ne modifie pas la quantité de matières organiques biodégradables mais agit

essentiellement par son action bactéricide. La chaux, du fait de son coût réduit et de son alcalinité, est le réactif le plus utilisé.

III.3.3. Déshydratation des boues

La déshydratation constitue la seconde étape de réduction du volume des boues sur les boues épaissies, stabilisées ou non, afin d'obtenir une siccité des boues plus poussée (en moyenne comprise entre 20 et 30 % selon la nature des boues). La déshydratation représente plusieurs avantages : elle facilite le stockage et réduit donc le coût du transport, elle améliore la stabilisation (temps de séjour augmenté) et facilite une utilisation en agriculture.

La déshydratation des boues est réalisée de deux manières :

- ✓ par des procédés naturels
- ✓ par des procédés mécaniques.

VI.3.3.1. 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 secondaires.

- 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 épandues 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)**

Les boues égouttées sèchent en fonction des conditions climatiques, la durée moyenne de séchage étant estimée à 3 semaines.

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.

Remarque

Cette filière n'est plus recommandée pour les grosses stations d'épuration. Par contre, elle reste la plus répandue pour les stations rurales (≤ 2000 EH) puisque avant les années 2000, cette solution était privilégiée. Le remplacement par d'autres filières plus performantes se fait progressivement et tout particulièrement dans le cadre de reconstruction de stations d'épuration.

III.3.3.2. 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 filtration sous vide, la plus ancienne des techniques de déshydratation mécanique, n'a plus aujourd'hui que des applications limitées. Les filtres utilisés pour l'essorage des boues municipales sont du type à tambour rotatif et à auge ouverte.

Le filtre rotatif à tambour est essentiellement constitué d'un cylindre tournant, partiellement immergé dans un bac contenant les boues à filtrer. Ce cylindre est formé par la juxtaposition de compartiments étanches et recouverts d'une toile unique de filtration. Les compartiments sont placés successivement sous vide ou à l'atmosphère. La filtration des boues s'effectue sous des vides industriels de 300 à 600 mm Hg. La vitesse de rotation du tambour varie entre 8 et 15 tours par heure. Les toiles filtrantes sont constituées de fibres synthétiques avec une porosité variant entre 30 et 100 μm . (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-pression sont moins encombrants que les filtres sous vide. Le grand avantage du filtre-pressé 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. (HOULI, 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.

❖ Principe de fonctionnement des centrifugeuses

Les boues liquides sont admises dans le bol conique, cylindrique ou cylindro-conique, par l'arbre creux de l'appareil et à l'aide des tuyères d'alimentation. Lorsque la centrifugeuse est mise en marche, les boues, sous l'action de la force centrifuge, sont projetées sur les parois du bol, permettant une séparation solide - liquide.

Le surnageant est évacué par un déversoir alors que les solides sont repris par le transporteur, dirigés vers l'autre extrémité du bol et déchargés par un orifice.

La centrifugation est une technique offrant divers avantages :

- ❖ rendement d'extraction élevé (50 %) variable selon la nature de la boue et son conditionnement.
- ❖ siccité maximales obtenues.
- ❖ coût d'investissement faible.
- ❖ facilité d'exploitation.
- ❖ économie de surface au sol.
- ❖ absence de nuisances particulières ou propres à cette technique.

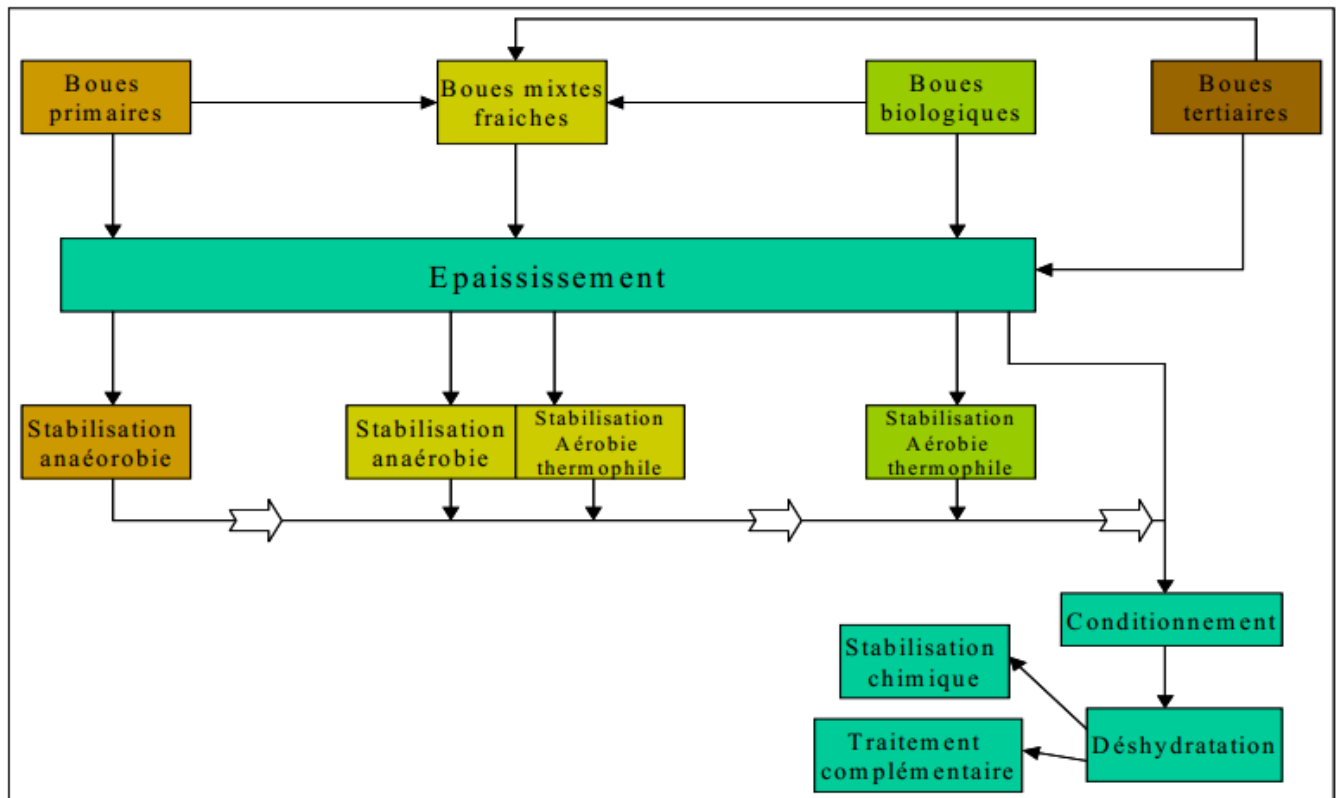


Figure III.3 : schéma général des traitements des boues

III.4. Destination finale des boues

Les boues récupérées des STEP sont soit valorisées pour des fins agricoles ou énergétiques, ou bien éliminées. Les principales filières sont :

III.4.1. Valorisation organique

Il s'agit de la solution la moins onéreuse mais également la plus fragile en raison des difficultés liées à l'acceptation par le monde agricole de ces « déchets » devenus « produits ».

a. Epandage des boues

Malgré les couts croissants de traitement des boues nécessaires à une valorisation agricole, l'épandage reste la filière la plus économique. Avant d'être épandues, les boues peuvent avoir subi un ou plusieurs traitements.

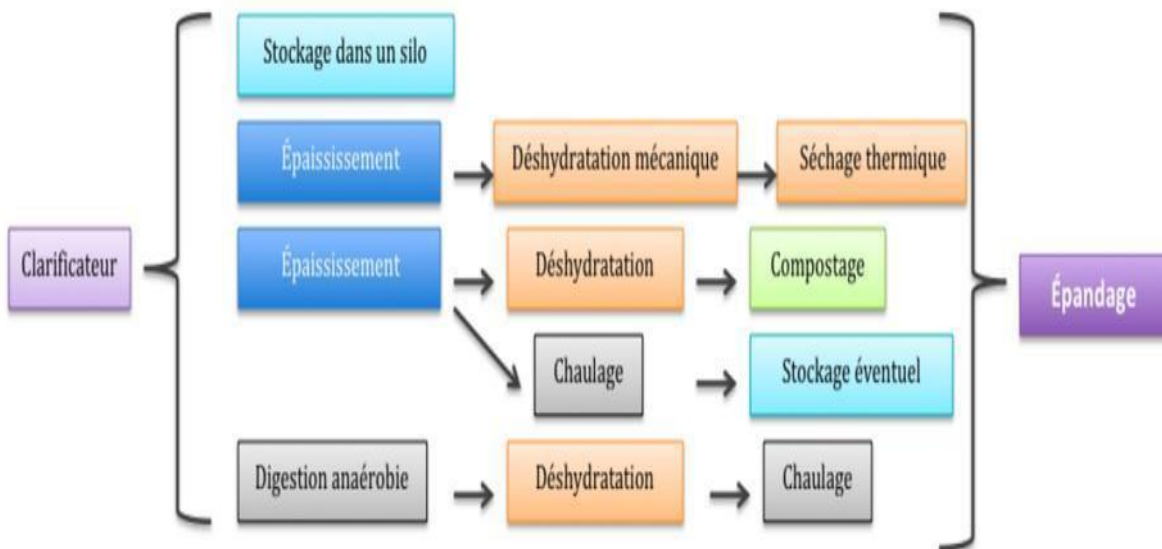


Figure VI.4 : Différentes étapes de traitement des boues avant épandage

b. Valorisation sous forme de compost

Le compostage est d'abord un procédé de stabilisation de la matière organique puis un procédé de valorisation organique produisant un compost soumis aux mêmes contraintes réglementaires que l'épandage agricole.

Par ailleurs, le compostage présente plusieurs avantages par rapport à l'épandage. Parmi ces avantages on a :

- ❖ Réduction du volume des boues et de leur teneur en eau ;
- ❖ Réduction des odeurs ;
- ❖ Meilleure maniabilité (meilleure structure que les boues non compostées) ;
- ❖ Stabilisation et hygiénisation naturelles sans additifs chimiques ;
- ❖ Plus grand intérêt économique (une grande quantité d'humus riche en éléments fertilisants).

La valorisation agricole après compostage est garantie en raison de la qualité du produit final, s'il est commercialisé, peut garantir la rentabilité de l'opération.

A cause d'un apport trop faible carbone/azote, et de l'absence d'élément structurant, les boues de STEP ne sont pas compostables seules. Il est donc nécessaire de mélanger les boues avec des déchets verts qui permettent de structurer et d'aérer le substrat, afin d'obtenir un produit final de bonne qualité. Ce procédé nécessite des garanties quant à la qualité et à la quantité des deux flux (déchets verts et boues) afin d'assurer un mélange homogène dans la durée.

L'utilisation du compost fournit aux végétaux un support aéré, un réservoir d'eau et de nutriments. Ceci permet un enracinement important des végétaux, favorise leur productivité et diminue les risques d'érosion.

VI.4.1.2. Valorisation énergétique

Après une première déshydratation, les boues sont incinérées dans un four spécifique ou peuvent être mélangées avec d'autres déchets tels que des déchets ménagers et traités dans des installations de traitement thermique de déchets non dangereux.

Un des procédés les plus connus est le four à lit de sable fluidisé. Les températures de combustion sont généralement comprises entre 850 et 900 °C. En sortie de réacteur, du sable chaud est mélangé aux boues, afin de créer une turbulence facilitant la combustion, puis il est réintroduit en bas du réacteur de fluidisation. Le principal intérêt de cette technique réside dans le fait que la combustion est auto-entretenu si les boues ont une siccité supérieure ou égale à 26%.

La chaleur produite dans l'installation peut être valorisée dans un réseau de chaleur, permettant de réduire le coût de fonctionnement de l'usine.

Enfin, l'intérêt principal du traitement thermique des boues de STEP est tout d'abord de transformer les boues en cendres, avec une réduction de volume d'environ 90%. Ce produit représente un déchet ultime qui sera stocké. De plus, la combustion des boues offre une possibilité de valorisation énergétique des boues, surtout dans les fours de capacité importante.

III.4.1.3. Mise en décharge contrôlée

Elle consiste à enfouir les boues souvent mélangées avec les ordures ménagères selon les principales conditions (site étanche, compactage des résidus, récupération et traitement des jus de décharges,...). Afin d'éviter toute nuisance au niveau de stockage, les boues doivent être débarrassées des matières organiques fermentescibles.

De plus, pour réduire la production de lixiviats, et éviter une rapide saturation de la décharge, ne sont acceptées que les boues peu humides (humidité maximale de 70 %).

Remarque

La mise en décharge contrôlée de la boue nécessite des opérations préliminaires de stabilisation et de déshydratation poussée.

III.4.2. Filières facultatives

Ce sont de nouvelles techniques de valorisation des boues, parmi ces techniques, on trouve :

III.4.2.1. Co-combustion en cimenterie

Encore au stade expérimental en France, cette technique offre une possibilité d'élimination des boues d'épuration déshydratées ou séchées. En effet, les boues de siccité supérieure à 90 % ont un pouvoir calorifique important (de 10 à 12 MJ/kg). Elles peuvent donc être utilisées comme combustible et remplacer une partie de la consommation en énergie fossile. De plus, la chaleur produite par le processus peut être utilisée pour le séchage des boues. (AMORCE, 2012)

Cependant, pour pouvoir profiter de cette chaleur, la station d'épuration doit être à proximité de la cimenterie. En outre, la teneur en phosphore des boues peut être un élément limitant de cette technique. En effet, une teneur supérieure à 0,5 % de phosphore peut entraîner une diminution de la résistance mécanique.

III.4.2.2. Gazéification

La gazéification consiste à convertir à forte température (900-1100°C) une énergie contenue dans un matériau solide en un résidu inerte et un gaz calorifique valorisable ou d'électricité, avec des rendements énergétiques et un bilan environnemental favorables. Cependant, cette technique nécessite des boues préalablement séchées à 90 %, ce qui grève pour le moment le coût de cette solution alternative.

Conclusion

L'utilisation des boues en reconstitution de sols et végétalisation à la suite de gros travaux d'aménagement, comme les talus routier et autoroutier, la réhabilitation de friches industrielles, de friches urbaines ou de décharges, permet un apport de matière organique en grande quantité nécessaire à la réinstallation du couvert végétal et à la cicatrisation du paysage.

Le compostage est aussi une voie qui présente des intérêts certains. Par exemple, les boues mélangées à des déchets de bois fermentant pendant trois semaines dans des couloirs de 35 mètres de long où l'air est aspiré en sous-sol et filtré séparément, donnent des terreaux totalement inodores et dépourvus d'organismes pathogènes.

Il conviendrait de préciser que notre région d'étude est à vocation agricole, la valorisation agricole des boues doit donc être privilégiée par rapport aux autres techniques à cause des composants de la boue en particulier l'azote, le phosphore et les matières organiques nécessaires à la croissance des plantes. Cependant, cette solution ne peut être envisagée qu'à condition que la boue ne contient pas d'éléments indésirables tels que les éléments traces métalliques.

Chapitre V :

Dimensionnement de
la station d'épuration

Introduction

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

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondantes à leur débit et leurs charges de référence.

Il conviendrait de rappeler que l'objectif de notre travail est le dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées qui comportera les ouvrages suivants :

- ❖ Un prétraitement comprenant :
 - 1-dégrilleur
 - 2- déssableur-déshuileur
 - 3-Décanteur primaire (moyenne charge)
- ❖ Un traitement biologique comprenant :
 - 1- bassin d'aération
 - 2-clarificateur
- ❖ Un traitement tertiaire comprenant :
 - 1-bassin de désinfection
- ❖ Traitement des boues comprenant:
 - 1-Épaississeur
 - 2-Stabilisateur aérobie
 - 3-lit de séchage

V.1.Données de base pour le dimensionnement

On dimensionne tous les ouvrages de la station d'épuration à l'horizon 2031 et 2046.

V.1.1.Estimation des débits rejets

L'estimation des rejets en eaux usées comprend le calcul des débits suivants :

- ❖ Débits d'eaux usées en temps sec comprenant :
 - 1) Débit d'eaux usées domestiques : qui consiste en le calcul des débits ci-après :
 - a- Le débit journalier : $Q_{\text{moy, j}}$
 - b- Le débit moyen horaire : $Q_{\text{moy, h}}$
 - c- Le débit de pointe des eaux usées domestiques (Q_p)
 - 2) Débit des eaux usées industrielles
 - 3) Débit des eaux usées parasites
 - 4) Volume des matières de vidange
- ❖ Débit de temps de pluie Q_{ptp}

Remarque

Le raccordement d'une pollution d'origine industrielle ou le dépotage ponctuel sur la STEP de matières de vidange issues de fosses septiques toutes eaux influencent à la hausse les concentrations de la pollution globale admise sur la filière de traitement. Cependant, dans notre cas,

nous négligeons les eaux parasites et le volume de matières de vidange en supposant qu'il n'y a pas présence de sources d'eaux parasites d'infiltration dans le réseau d'égouts ni de fosses septiques dans la région d'étude. Compte tenu de la difficulté d'évaluer les débits des eaux usées industrielles, il y a lieu d'adopter une approche sécuritaire dans la détermination de ces débits.

En effet, le débit moyen des eaux usées rejeté par les industries existantes dans la région d'étude est évalué à 5777,6 m³/j et correspond environ à 20% du débit des eaux usées domestiques selon la DRE.

Par ailleurs, malgré la présence de certaines industries dans la région (voir chapitre IV), les résultats des analyses des eaux usées au niveau du rejet principal de la ville, sont conformes à ceux des eaux usées urbaines. Aussi, le rapport DCO/DBO obtenu révélé que nos eaux usées se prêtent bien à un traitement biologique notamment les boues activées.

Horizon 2031

1) Débit d'eaux usées domestiques

a- Débit journalier

Le calcul des débits des eaux usées rejetées se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejet estimé à **80 %**.

En effet, Le volume d'eau journalier consommé par habitant est estimé sur la base de la dotation hydrique .Cette dotation est prise égale à 150 l/ hab /j selon DRE de la M'sila.

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{cons t}} * Cr_j \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

- ✓ $Q_{\text{cons t}}$: Débit totale en eau potable.
- ✓ Cr_j : coefficient de rejet = 0,8

Donc : $Q_{\text{moy j}} = 36110 * 0,8 = 28888 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{moy, j}} = 28888 \text{ m}^3/\text{j}$

b- Débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{Q_{\text{moy j}}}{24} \dots\dots\dots (V-2)$$

$$Q_{\text{moy, h}} = \frac{28888}{24} = 1203.67 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow Q_{\text{moy, h}} = 1203.67 \text{ m}^3/\text{h}$$

2) Débit moyen des eaux usées industrielles

$$Q_{\text{j ind}} = 5777,6 \text{ m}^3/\text{j}$$

❖ Débits de pointe

On distingue les débits suivants :

➤ Débit de pointe en temps sec

Le débit de pointe en temps sec prend en compte le débit des eaux domestiques et celui des eaux industrielles ; il se calcule par la relation suivante :

$$Q_{\text{pts}} = K_p * \frac{Q_{\text{moy j}}}{24} + \frac{Q_{\text{ind j}}}{T_r} * K_p \dots\dots\dots (V-3)$$

- K_p : coefficient de point.
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier.
- $Q_{ind,j}$: débit journalier industrielle ($Q_{j\ ind} = 0,2 Q_{moy,j}$).
- T_r : temps de rejet industriel (8h).
- K_p' : coefficient de rejet.

Remarque :

Pour les industries, on prend $K_p' = 3$.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} & \text{si } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s.} \\ K_p = 3 & \text{si } Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas le $Q_{moy,j} = 334.35 \text{ l/s}$ d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{334.35}} = 1,64$$

$$Q_{pts\ ind} = (1,64 \times 334,35) / 24 + (66,87 \times 3) / 8 = 47.92 \text{ L /s}$$

$$Q_{pts\ dom} = 1,64 \times 334.35 = 548.33 \text{ L /s}$$

En tenant compte du débit des eaux industrielles, le débit en temps sec est donc :

$$Q_{pts} = Q_{pts\ dom} + Q_{pts\ ind}$$

$$Q_{pts} = 548.33 + 47.92 = 596.25 \text{ l/s} = 0.596 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dans nos calculs on prend le débit en temps sec égale : $Q_{pts} = 0.596 \text{ m}^3/\text{s}$

➤ **Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station)**

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

$$Q_{ptp} = (2 \div 5) Q_{pts} \dots \dots \dots (V-4)$$

Nous prenons $Q_{ptp} = 2 * Q_{pts}$

$$\text{Donc } Q_{ptp} = 0.596 * 2 = 1,192 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il conviendrait de préciser que le réseau d'assainissement de notre zone d'étude est unitaire. Les ouvrages d'épuration seront donc dimensionnés sur la base d'un débit maximum (Q_{ptp}) estimé à: $Q_{ptp} = 4291.2 \text{ m}^3 / \text{h}$.

Remarque

On a choisi un facteur de dilution de 2, parce que la pluviométrie de notre zone est faible.

V.1.2.Population EH

On peut exprimer la capacité de la STEP en faisant appel à la notion de l'équivalent habitant (EQH) ainsi :

$$EH = (Q_{moy,j} * 1000) / (C_r * D) \dots \dots \dots (V-5)$$

- Q_{mj} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j)
- C_{rj} : Coefficient de rejet, pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée
- D : Dotation en eau potable ($\text{l}/\text{j}/\text{hab}$).

$$EH = (28888 * 1000) / (0,8 * 150) = 300917 \text{ EH}$$

$$\mathbf{EH=300917 \text{ EH}}$$

V.1.3. Evaluation des charges polluantes

Pour la détermination des paramètres globaux de la pollution des eaux usées de la zone d'étude, lesquels constitueront la base de dimensionnement de la future STEP, on se basera sur les résultats moyens des campagnes de caractérisation de ces eaux. Les résultats d'analyses des eaux usées effectuées pour un échantillon composite de 24 heures, pris au rejet global de la ville, sont donnés au chapitre IV.

a- Charge moyenne journalière en DBO5

Donner par la relation suivante :

$$L_0 = C_{\text{DBO5}} (\text{Kg/m}^3) * Q_j (\text{m}^3/\text{j}) \dots\dots\dots (V-6)$$

Avec :

- L_0 : charge moyenne journalière en DBO5
- C_{DBO5} : la concentration en DBO5 moyenne (Kg / m3).
- Q_j : débit moyen journalier en (m3 / j).

Nous avons $C_{\text{DBO5}} = 337.5 \text{ mg}$

$$L_0 = 337.5 * 10^{-3} * 28888 = 9749,7 \text{ kg/j} \qquad \text{Donc} \qquad \mathbf{L_0 = 9749,7 \text{ kg/j}}$$

b- Charge en MES

Par cette relation :

$$N_0 = C_{\text{MES}} (\text{kg /m}^3) * Q_j (\text{m}^3 / \text{j}) \dots\dots\dots (V-7)$$

Avec :

- N_0 : charge moyenne journalière en MES.
- C_{MES} : la concentration moyenne en MES (Kg / m3).

Nous avons : $C_{\text{MES}} = 375 \text{ mg/l}$

$$N_0 = 375 * 10^{-3} * 28888 = 10833 \text{ kg/j} \qquad \text{Donc} \qquad \mathbf{N_0 = 10833 \text{ kg/j}}$$

Remarque

Ne disposant pas de données concernant les futures usines projetées dans la région à long terme (horizon 2046), nous optons pour un taux de majoration de 10% par rapport au débit d'eaux industrielles.

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2046 et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons.

Désignation des données de base du projet	Horizon 2031	Horizon 2046
Coefficient de rejet.	80 %	80 %
Consommation en eau potable totale (m ³ /j)	36110	55203
Population équivalente (EH).	300917	575032
Débit moyen en eaux usées (m ³ /j)	28888	44163
Débit moyen horaire de rejet (m ³ /h)	1203.76	1867.13
Coefficient de pointe par temps sec	1.64	1.6
Débit de pointe par temps sec (m ³ /h)	2145.6	3117.6
Coefficient de pointe par temps de pluie (C _{pl})	2	2
Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) (m ³ /h)	4291.2	6235.2
Concentrations moyennes des eaux brutes		
DBO ₅ (mg /l)	337.5	
MES (mg /l)	375	
Charge journalière en DBO5 (Kg _{DBO5} /j)	9749.7	14905.01
Charge journalière en MES (Kg _{MES} /j)	10833	16561.13

V.2. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration

V.2.1. Prétraitements

Les traitements mécaniques permettent de retirer de l'effluent brut les déchets volumineux, sables et graisses de façon à protéger les ouvrages en aval et faciliter le traitement biologique.

V.2.1.1. Dégrillage

Cette opération constitue une phase préliminaire à tout traitement, car elle permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles d'endommager les différents ouvrages de la station.

L'efficacité de cette opération est fonction de l'écartement entre les barreaux de la grille. On distingue :

- Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux (appelé aussi pré dégrillage), l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40mm.
- Dégrillage moyen retient les détritiques de moyennes dimensions.

On opte dans notre étude pour une grille courbe car ce type de grille est utilisé dans les petites et moyennes installations, pour des eaux pas trop chargées et pour des faibles débits, avec une profondeur de canal variant entre 0.15 et 1.8m

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER.

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

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots\dots\dots (V-8)$$

Avec :

- ✓ B: largeur de la grille.
- ✓ h_{max} : hauteur maximale admissible sur une grille.
- ✓ β : fraction de la surface occupée par les grilles. (DEGREMONT, 2005)

$$\beta = \frac{d}{d+e} \dots\dots\dots (V-9)$$

Tels que :

- ✓ d : épaisseur des barreaux (cm).
- ✓ e : espacement entre les barreaux (cm).

Tableau V.2: Espacement et épaisseur des barreaux. (DEGREMONT, 2005)

Paramètres	Grilles grossières	Grilles moyennes
d (cm)	2,00	1 à 2
e (cm)	5à10	1 à 3

- ✓ δ Coefficient de colmatage de la grille.
 - La grille manuelle : $\delta=0.25$
 - La grille mécanique : $\delta=0.5$
- ✓ S : Surface de passage de l'effluent tel que :

$$S = \frac{Q_P}{V} \dots\dots\dots (V-10)$$

- ✓ Q_{ptp} : Débit de pointe (débit de la station) (m^3/s).
- ✓ V : vitesse de passage à travers la grille (m/s).

La vitesse d'écoulement de l'effluent est comprise entre (0,6 -1,4) m/s et cela pour éviter le colmatage en profondeur des barreaux et pour ne pas provoquer des pertes de charge trop importantes.

Une vitesse de passage inférieure à 0.6m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal. L'expression de la largeur devient alors :

$$B = \frac{Q_P \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} (m) \dots\dots\dots (V-11)$$

Horizon 2031

a- Dégrillage grossier

Les paramètres utilisés dans le dimensionnement du dégrilleur sont les suivants:

$Q_{ptp} = 4291.2m^3/h = 1.192 m^3/s$

- ✓ $\alpha = 60^\circ$;
- ✓ $V = 1m/s$;
- ✓ $h_{max} = 1.4m$;
- ✓ $\sigma = 0.5$ (Dégrillage automatique) ;
- ✓ d =2 cm ;
- ✓ e=5cm ;
- ✓ $\beta = 0.29$;

On obtient : $B = \frac{1,192 \sin 60^\circ}{1,1,4 \cdot (1 - 0,29) \cdot 0,5} = 2,55m$ Largeur commerciale > B

La largeur commerciale est=3m, donc on prend deux dégrilleurs grossiers de **B =1.5 m**.

b- Dégrillage moyen

Pour le dégrillage moyen, on prend :

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

On obtient : $B = \frac{1,192 \cdot \sin 60^\circ}{1,1,4(1 - 0,33) \cdot 0,5} = 2,7m$

La largeur commerciale est=3 m, donc on prend deux dégrilleurs moyens de **B= 1,5 m**.

Remarque :

On place la grille grossière avant la station de relevage et la grille moyenne après ce dernier.

c- Calcul des pertes de charge

Pour le calcul du dégrilleur, Krischmer 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 :

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

Avec:

- ✓ ΔH : perte de charge(m).
- ✓ β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.
- ✓ d : épaisseur entre les barreaux (cm).
- ✓ g : accélération de la pesanteur (m/s^2).
- ✓ α : angle d'inclinaison de la grille.
- ✓ e : l'espacement des barreaux.

➤ **Grille grossière**

On a :

$\beta = 1,79$ (Barreaux de section circulaire)

$d = 2cm, e = 5cm, \alpha = 60^\circ, V = 1m/s$

Donc : $\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \sin 60^\circ = 0,023m$

Donc : **$\Delta H=2,3cm$**

➤ **Grille moyenne**

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

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

Donc : $\Delta H = 1,79 * \left(\frac{2}{2}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \sin 60^\circ = 0,0313m$

Donc **$\Delta H=3.13cm$**

d- Evaluation des refus des grilles

Le volume des détritiques retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et de la qualité des eaux à épurer.

Soit :

$$V_{\text{refus}} = (8 \text{ à } 10)/e \dots\dots\dots (V-13)$$

Avec

e: espacement entre les barreaux en cm.

➤ **Grille grossière**

$$V_{\text{max}} = 10/e = 10/5 = 2 \text{ L/EH /an.}$$

$$V_{\text{min}} = 8/e = 8/5 = 1,6 \text{ L/ EH /an.}$$

➤ **Grille moyenne**

$$V_{\text{max}} = 10/e = 10/2 = 5 \text{ L / EH /an.}$$

$$V_{\text{min}} = 8/e = 8/2 = 4 \text{ L/ EH/an.}$$

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2031 et 2046 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

Remarque

- On prévoir une 2^{ème} grille de secours (grille mécanique) en cas de panne de la 1^{ère} grille.
- Le dégrilleur mécanique nécessite un nettoyage régulier qui consiste à l'enlèvement des déchets et à un contrôle de fonctionnement. Il faudra alors que les bennes de contenu présentent des volumes adaptés. Les bennes devront être relatives à un volume de refus sur quelques jours de façon à évacuer régulièrement ces déchets.

Tableau V.3 : Résultats de dimensionnement de dégrilleur.

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon 2046
Débit de la station.	m ³ /s	1,732
Grille grossière		
Epaisseur des barreaux d	Cm	2
Espacement des barreaux e	Cm	8
β	/	0.2
Perte de charge	M	0.02
Largeur du dégrilleur	M	2
Volume max	l//EH/j	2
Volume min	l//EH/j	1.6
h max	M	1.4
Grille moyenne		
Epaisseur des barreaux d	Cm	2
Espacement des barreaux e	Cm	2
β	/	0.5
Perte de charge	M	0.0313
Volume max	l//EH/j	5
Volume min	l//EH/j	4
Largeur du dégrilleur	M	2

V.2.1.2. Dessablage - Déshuilage

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

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

Il est composé de deux zones :

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

A-Dimensionnement du bassin de déssablage –déshuilage

On opte pour un déssableur-déshuileur de forme rectangulaire, son dimensionnement consiste à déterminer sa longueur, sa largeur et sa hauteur.

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

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots (V-14)$$

avec:

- ✓ V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement V_e : $0.2 < V_e < 0.5$ (m/s))
- ✓ V_s : vitesse de sédimentation. (vitesse V_s : $40 < V_s < 70$ ($m^3/m^2/h$))
- ✓ L : Longueur de bassin.
- ✓ H : Profondeur de bassin.
- ✓ $L/H = (10-15)$.
- ✓ Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe.

Horizon 2031

On prend :

- ✓ $Q_{ptp} = 1.192 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $V_e = 0.4 \text{ m/s}$.
- ✓ $V_s = 50 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{h)} = 0.014 \text{ m/s}$.
- ✓ $T_s = 10 \text{ min}$

a- Volume

$$V = Q_{ptp} * t_s = 1.192 * 10 * 60 = 715.2 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad V = 715.2 \text{ m}^3$$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : le débit de pointe en temps de pluie.

b- la hauteur (H) et la largeur (l)

On prend une profondeur $H = 3.5 \text{ m}$ **$H = 3.5 \text{ m}$**

c- La surface horizontale

On a : $H = 3,5 \text{ m}$.

La surface horizontale Sh sera :

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{715.2}{3.5} = 204.34 \text{ m}^2$$

d- Largeur(B)

On a $S_h = L * B$ et $L = 12.5 B$

Donc $S_h = 12.5 B^2$

$$B = \left(\frac{Sh}{12.5} \right)^{0.5} = 4 \text{ m}$$

e- Longueur (L)

L /largeur = 10
Donc L=4 *10= 40m **L= 40 m**

Remarque

- La hauteur de revanche du bassin doit être h =80 cm. On prend h= 0,8 m
- On propose 2 canaux en parallèle (double canal) pour permettre le curage d'un canal pendant que l'autre fonctionne.
- La vitesse ascensionnelle $V_{asc} = 18.6 \text{ m/h}$ (10 et 20 m/h) , on peut donc maintenir ce dessableur déshuileur pour l'horizon 2046

f- Volume d'air à insuffler dans le désableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5m³ d'air/m³ d'eau. (GAÏD, 1984)

$$q_{air} = Q_{Ptp} \cdot V \dots\dots\dots (V-15)$$

On prend V=1.5 m³ d'air/m³ d'eau

- ✓ V : le volume d'air à injecter (m³d'air/m³ d'eau).
- ✓ Q_{ptp} : débit de la station.

Donc: $q_{air} = 4291.2 * 1,5 = 7186.8 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{h}$ **Q_{air}=7186.8 m³ d'air/h**

g- Calcul des quantités des matières éliminées par le désableur

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales
Celles-ci représentent 30% de MES.

$$\text{MES} = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MM} \dots\dots\dots (V-16)$$

- La charge en MES à l'entrée de désableur est : **MES = 10833 Kg/j**
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :
MVS = 10833 × 0.7 = 7583.1 Kg/j **MVS=7583.1Kg/j**
- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

MM = 10833 × 0.3 = 3249.9Kg/j **MM =3249.9 Kg/j**

- Les matières minérales éliminées

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

MMe = 3249.9 × 0,7 = 2274.93Kg/j **MMe= 2274.93Kg/j**

- Les matières minérales à la sortie de désableur
MMs=MMt-MMe

MMs= 3249.9 -2274.93=974.97 kg/j **MMs=974.97 kg/j**

- Les MES à la sortie de déssableur :
MESs =MVS+MMs

$$\text{MESs} = 7583.1 + 974.97 = 8558.07 \text{ kg/j}$$

$$\text{MESs} = 8558.07 \text{ kg/j}$$

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du déssableur-déshuileur pour l'horizon 2031.

Tableau V.4: Caractéristiques techniques du déssableur-déshuileur dimensionné.

Désignation	Unités	2031
Surface horizontale (Sh)	m ²	204.34
Volume (V)	m ³	715.2
Hauteur (H)	M	3.5
Largeur	M	4
Longueur	M	40
Temps de séjour par temps sec	Min	10
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air/h	7186.8
Matières minérales en suspension totales(MM)	Kg/j	3249.9
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	2274.93
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	974.97
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	7583.1
Matières en suspension restantes	Kg/j	8558.07

Etude de la variante à moyenne charge

V.2.2.Traitement primaire (décantation primaire)

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

Au cours du dessablage, une bonne partie de particules grenues (sable) ont été éliminées mais l'eau usée véhicule toujours de telles particules (200μ) 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 DBO₅ et 90% des matières decantables. . (Office international de l'eau, 2005)

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

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

V.2.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

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

$$V_{lim} = Q_{ptp} / s \dots\dots\dots (V-17)$$

- Q : débit de la station.
- S : surface totale

- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. (DEGREMONT, 2005)
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m

Horizon 2031

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

Tableau V.5: les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ (GAÏD, 1984).

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

$K = Q_{pts} / Q_{moy} = 2145.6 / 1203.67 = 1.78$
donc d'après ce tableau on tire la Vitesse $V_{lim} = 2m/h$

Avec

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

a-Surface horizontale du décanteur

$$Sh = Q_{ptp} / V_{lim} = 4291.2 / 2 = 2145.6 \text{ m}^2$$

- ✓ Q_{ptp} : débit de la station

On prévoit deux décanteurs avec : $S' = 1072.8 \text{ m}^2$

b- Volume du décanteur

On prend $t_s = 1,5h$

$$V' = Q_p \cdot T_s / 2 = (4291.2 * 1,5) / 2 = 3218.4 \text{ m}^3 \qquad V' = 3218.4 \text{ m}^3$$

c- Hauteur du décanteur

$$H = V' / S' = 3218.4 / 1072.8 = 3 \qquad H = 3m$$

Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement ; donc on prend $H = 0.80m$

d- Diamètre du décanteur

$$D \sqrt{\frac{4 \cdot V'}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 * 3218.4}{3,14 * 3}} = 37 \text{ m} \qquad D = 37 \text{ m}$$

Avec :

- ✓ D : diamètre du décanteur (m) ;
- ✓ V : volume du décanteur (m³) ;
- ✓ h : hauteur du décanteur.

e- Détermination du temps du séjour

Pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp} = 6436.6/4291.2 = \mathbf{1.5 \text{ h}}$$

Pour le débit de pointe par temps sec.

$$T_s = V / Q_{pts} = 6436.6 / 2145.6 = \mathbf{3 \text{ h}}$$

f- Calcul de la quantité de boues éliminées

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de DBO₅ et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur :

- DBO₅ = 9749.7 Kg/j.
- MES' = 8558.07 Kg/j.

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :**

- DBO_{5 e} = 0,3 . DBO₅ = 0,3 . 9749.7 = **2924.91 Kg/j**
- MES e = 0,6 . MES' = 0,6 . 8558.07 = **5134.84 Kg/j**

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

- MES_s = MES - MES e = 8558.07 – 5134.84 = **3423.23Kg/j**
- DBO_{5 s} = DBO₅ - DBO_{5 e} = 9749.7 – 2924.91 = **6824.79Kg/j**

Pour l'horizon 2046

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2046)} - Q_{ptp(2031)}$$

Donc : $Q_{ptp} = 1.732 - 1.192 = \mathbf{0.54 \text{ m}^3 / s}$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que :

$$DBO_5 = DBO_5 (2046) - DBO_5 (2031) = 14905.01 - 9749.7 = \mathbf{5155.31 \text{ Kg/j}}$$

$$MES' = \mathbf{4525.23Kg/j}$$

Tableau V.6: Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire sont déterminés dans le tableau suivant pour les deux horizons, telle que dans le premier horizon on à prendre deux décanteurs.

Désignation	Unité	2031	2046
Débit	m ³ /s	1.192	0.54
Surface horizontale	m ²	1072.8	130.2
Volume	M ³	3218.4	260.4
Hauteur d'eau + hauteur de revanche	m	3.8	1.8
Diamètre	m	37	13.5
MES entrées	Kg/j	8558.07	4525.23
DBO ₅ entrée	Kg/j	9749.7	5155.31
MES éliminée	Kg/j	5134.84	2715.14
DBO ₅ éliminée	Kg/j	2924.91	1546.59
MES sorties	Kg/j	3423.23	1810.09
DBO ₅ sortie	Kg/j	4614.86	3608.72

V.2.3. Traitement biologique

L'épuration biologique s'effectue conformément à l'ensemble classique suivant :

- ❖ L'aération ;
- ❖ La clarification, où s'effectue la séparation "boues / eaux traitées";
- ❖ La recirculation des boues assurant le réensemencement en boues dans les bassins d'aération.

V.2.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur B et de hauteur H.

Relation recommandée par TABASARAN.

- B/H=1 à 2,5..... (V-18)

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à moyenne charge. Les bassins d'aération sont des réservoirs rectangulaires ouverts où arrivent les eaux usées prétraitées et ayant subies une décantation primaire.

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

- La charge massique (C_m) :
0,2 < C_m < 0,5 Kg DBO₅/Kg.MVS.j (**Office international de l'eau, 2005**)

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

$$C_m = 0,3 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS j}$$

- La charge volumique (C_v) :
0,6 < C_v < 1,5 Kg DBO₅/ m³/j (**Office international de l'eau, 2005**)

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de C_v = 1.2 Kg DBO₅/ m³/j

C_v ; permet d'estimer la capacité du bassin d'aération

a- Volume du bassin

$$V_a = L_0 / C_v \dots\dots\dots (V-19)$$

- ✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j). $C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{ m}^3/\text{ j}$
- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO₅/j).

D'où : $V = L_0 / C_v = 4614.9 / 1.2 = 3845.72 \text{ m}^3$

b- Hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 5 m**
La hauteur de revanche du bassin doit être $h \geq 80 \text{ cm}$. On prend **h=80cm**

c- Surface horizontale du bassin

$$S_h = V / H = 3845.72 / 5 = 769.14 \text{ m}^2$$

Donc on adoptera deux bassins d'aération de surface unitaire de **S_h=384.6m²**

On adoptera deux bassins d'aération de volume **1922.86m³**.

d- Largeur

$$H / B = 2 \quad B = 2 * 5 = 10 \text{ m}$$

e- Longueur

$$L = S_h / B = 384.6 / 10 = 38.46 \text{ m}$$

f- Masse de boues dans le bassin

$$X_a = L_0 / C_m = 4614.9 / 0.3 = 15383 \text{ kg}$$

g- Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{15383}{3845.72} = 4 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

V : Volume du bassin d'aération (m³).

h- Calcul du temps de séjour

1. Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{3845.72}{2145.6} = 1.79 \text{ h}$$

2. Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{3845.72}{4291.2} = 0.9 \text{ h}$$

V.2.3.2. Concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_o = L_0 / Q_{\text{moy j}} = 4614.9 / 28888 = 159.75 \text{ mg/l}$$

V.2.3.3. Charge polluante à la sortie du décanteur secondaire (S_f = 30 mg/l)

La charge polluante à la sortie à une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0.03 \cdot 28888 = 866.64 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{L_f = 866.64 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}}$$

V.2.3.4. Charge polluante éliminée Le

$$Le = Lo - Lf = 4614.9 - 866.64 = 3748.26 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Le=3748.26 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}}$$

V.2.3.5. Rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (Lo - Lf) / Lo = (3748.26/4614.9).100 = 81.22\% \qquad \qquad \qquad \mathbf{\eta_{ep}= 81.22 \%}$$

V.2.3.6. Besoins théoriques en oxygène

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

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

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

$$q_{o2} = a' L_e + b' Xa \text{ (Kg/j)} \dots\dots\dots (V-20)$$

- ✓ Le : DBO₅ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✓ Xa : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✓ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière Vivante à partir d'une pollution. **(DEGREMONT, 2005)**
0.48 < a' < 0.65 **a'=0,6**
- b' : coefficient cinétique de respiration endogène **(DEGREMONT, 2005)**
0.07 < b' < 0.11 **b'=0,08**

A. Besoins journaliers en oxygène

$$q_{o2} = 0,6. 3748.26 + (0,08. 15383) = 3479.6 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

B. Quantité d'oxygène horaire

$$q_{o2}/24 = 3479.6 / 24 = \mathbf{144.98 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

C. Quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{o2}/ m^3 = q_{o2} / v = 3479.6 / 3845.72 = \mathbf{0, 9 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}}$$

D. Besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{o2pte} = (a'Le/ Td) + (b'.Xa./24) \dots\dots\dots (V-21)$$

- Td : période diurne en heures Td= 16h.
- D'où : q_{o2pte} = 0,6. 3748.26 /16+ (0,08. 15383 /24) = **191.83Kg O₂/h.**

V.2.3.7. Choix de système d'aération

On opte pour les aérateurs de surface, qui sont de plus en plus utilisés, particulièrement dans le traitement des eaux industrielles pour les avantages qu'il présente :

- ✓ la simplicité de l'installation et d'utilisation
- ✓ leur rendement énergétique

- ✓ leur possibilité de brassage

On peut distinguer trois types d'aérateurs de surface :

- ✓ aérateur à basse vitesse et à flux axial.
- ✓ aérateur à vitesse élevée et à flux radial.
- ✓ aérateur à brosse.

On choisira l'aérateur à vitesse élevée et à flux axial qui est le plus répandu. Cet aérateur est flotteur, composé d'un moteur et un mobile, il comporte essentiellement :

- ✓ un moteur non submersible.
- ✓ un tube d'aspiration.
- ✓ des flotteurs en acier inoxydable ou en fibres de verre.
- ✓ un déflecteur.

V.2.3.8. Calcul des caractéristiques de l'aérateur à surface libre

A. Quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No) :

On doit tenir compte de :

- la salinité des eaux
- la température des eaux

La concentration en oxygène dissous à y maintenir la pression

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_o = 1,98.10^{-3} P_a + 1 \text{ (kg/kwh)} \dots\dots\dots (V-22)$$

P_a : Puissance par m² du bassin

$$P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2 \text{ On prend } P_a = 75 \text{ w/m}^2$$

$$N_o = 1,98. 10^{-3} . 75 + 1 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

$$N = N_o \cdot \left(\frac{(\beta \cdot C_s - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_s} \right) \text{ (kgo}_2 \text{ / kwh)} \dots\dots\dots (V-23)$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à 25°C

$$C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l, [5] on prend } C_L = 1,5 \text{ mg/l.}$$

C_s : concentration de saturation en oxygène à la surface à la condition standard à 20°C et 760 mm de mercure.

$$C_s = 8,7 \text{ mg/l pour les aérateurs de surface.}$$

Et que $C = 1,02$ (coefficient de température)

L'effet des solides dissous et la concentration en matières dégradables sur la saturation en oxygène varie d'une eau usée à l'autre et doit être mesuré sur le terrain. La relation qui traduit cet effet est donnée par :

$$\beta = \frac{C_s \text{ (eau usée)}}{C_s \text{ (eau épurée)}} \dots\dots\dots (V-24)$$

β Est de l'ordre de 0,9.

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau pure

$$a' = 0,85 \text{ à } 0,95.$$

$$N = 1.15 \cdot \left(\frac{(0,9 \cdot 8,7 - 1,5) 0,85 \cdot 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,78 \text{ (kgo}_2 \text{ / kwh)}$$

B. Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation »

Wa :

$$W_a = q(O_2)_{pte} / N = 191.83 / 0,78 = 245.94 \text{Kwh}$$

C. Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :

$$W_n = Sh \cdot Pa$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m²)

Pa : puissance absorbée par m² du bassin (w / m²)

$$W_n = 2 \cdot 384.6 \cdot 10^{-3} \cdot Pa \quad \text{telle que } Pa = 75W/m^2$$

Donc $W_n = 57.69 \text{ Kw}$ pour chacun des deux bassins

C. Nombre d'aérateurs dans le bassin :

$$N = W_a / W_n$$

$$N = 245.94 / 57.69 = 4.26 \quad \text{donc } N = 5 \text{ aérateurs.}$$

D. Besoin en énergie de l'aérateur :

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

$$E = q(O_2)_{pte} / 1,5 = 191.83 / 1,5$$

$$E = 127.89 \text{Kwh /h}$$

V.2.3.9. Bilan de boues

➤ **Calcul de la quantité des boues en excès**

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots \dots \dots (V-25)$$

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 : 0,55 (en moyenne). puisque $0,53 < a < 0,56$

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. = 0,09

$$b = \frac{0,09}{1,42} = 0,077$$

X_a : 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 3423,23Kg/j

$$X_{min} = 0,3.3423,23 = 1026.97 Kg / j$$

$$X_{dur} = 0,3.MVS$$

$$X_{dur} = 0,3(0,7.3423.23) = 718.88 Kg / j$$

$$a_m L_e = 0,55.3748.26 = 2061.5 Kg / j$$

$$b Xa = 0,077.15383 = 1184.49 Kg / j$$

$$X_{eff} = 0,03.3423.23 = 102.7 Kg / j$$

Alors :

$$\Delta X = 1026.97 + 718.88 + 2061.5 - 1184.49 - 102.7$$

$$\Delta X = 2520.16 Kg / j$$

➤ **Concentration de boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (V-26)$$

- ✓ X_m : Concentration de boues en excès
- ✓ I_m : L'indice de Mohlman Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :(100 ÷ 150) (**Office international de l'eau, 2005**)
- ✓ Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend : $I_m = 125$

D'où :
$$X_m = \frac{1200}{125}$$

$$X_m = 9,6 Kg / m^3$$

➤ **Débit de boues en excès**

Ce débit est donné par :
$$Q_{exés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{2520.16}{9,6}$$

$$Q_{exés} = 262.52 m^3 / j$$

➤ **Débit spécifique par m³ de bassin**

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

V : Volume de bassin

Donc :
$$q_{sp} = \frac{2520.16}{3845.72}$$

$$q_{sp} = 0.66 Kg / m^3 . j$$

➤ **Débit des boues recyclées**

Le recyclage 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 certains cas on assiste au phénomène de dénitrification sauvage 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. (CARLIER, 1986)
- ✓ Il est donné par l'expression suivante

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots (V-27)$$

R : taux de recyclage(%)

[X_a] : concentration des boues dans le bassin = 4Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100.4}{\frac{1200}{125} - 4} \qquad R=71.43\%$$

➤ **Débit des boues recyclées**

$$Q_r = R.Q_j$$

Donc : $Q_r = 0,71.28888$

$$Q_r = 20634.29m^3 / j$$

➤ **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 : $A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{15383}{2520.26} = 6.1 \text{ jours.}$

$$A_b = 6 \text{ jours } 2h.$$

V.2.3.10. Dimensionnement du clarificateur

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recerclées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation)

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° 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.

Le temps de séjour $t_s = 2,5h$. (CARLIER, 1986)

La vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a = 2,5m/h$

Le débit : $Q_p = 4291.2m^3 / h$.

- **Surface horizontale du décanteur**

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} = 4291.2 / 2.5 = 1716.48 \text{ m}^2$$

- **Volume du décanteur**

Si $H=3.5\text{m}$ (choisie)

$$V = sh * H$$

$$V = 1716.48 * 3.5 = 6007.68 \text{ m}^3 \quad \text{On prend deux décanteurs secondaires donc : } V' = V/2 = 3003.8 \text{ m}^3$$

On prend $S_h=858.24 \text{ m}^2$ et $V'=3003.8 \text{ m}^3$

- **Diamètre du décanteur**

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.3003.8}{3.14.3.5}} = 33 \text{ m.} \quad \mathbf{D=33 \text{ m}}$$

- **Temps de séjour**

➤ Au débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} = 6007.68 / 2145.6 \quad \mathbf{T_s = 2.8 \text{ h}}$$

➤ Au débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = V / Q_{ptp} \Rightarrow T_s = 6007.68 / 4291.2 \quad \mathbf{T_s = 1.4 \text{ h}}$$

Pour l'horizon 2046

Avec la même méthode de calcul, on obtient les résultats cités dans le tableau ci-après

Tableau V.7: Résultats du dimensionnement des ouvrages du traitement biologique pour les deux horizons.

Désignations	Unité	2031	2046
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	28888	15275
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	1203.67	636.45
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	4291.2	1942
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	4614.9	3608.72
La charge polluante à la sortie L_f	$KgDBO_5/j$	866.64	458.25
La charge polluante éliminée L_e	$KgDBO_5/j$	3748.26	3150.47
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	81.22	87.3
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	1922.86	1503.63
Hauteur du bassin H	M	5	5
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	384.6	300.7
Largeur du bassin B	M	10	10
Longueur du bassin L	M	38.5	30.1
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg/m^3	15383	12029.07
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	4	4
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO_2/j	3479.6	3127.55
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2/24}$	KgO_2/h	144.9	130.31
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O_2/m^3}	KgO_2/m^3j	0.9	1.04
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération W_a	KW	245.94	202.87
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides	KW	57.69	45.1
Besoin en énergie de l'aérateur E	KWh/h	127.89	105.49
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin :	-	5	5
Bilan de boues			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	2520.16	1675.37
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m^3	9.6	9.6
Le débit de boues en excès $Q_{excés}$	m^3/j	262.52	174.52
Le taux de boues recyclées R	%	71	71.43
Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	20634.29	10845.25
Age des boues A_b	J & h	6 j2h	7j4h
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	2	1
Surface horizontale	m^2	858.2	777.09
Diamètre	m	33	31.5
Volume	m^3	6007.68	1359.9
Hauteur	m	3.5	3.5

Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	h	2.8	1.4
---	---	-----	-----

V.2.4. Traitement tertiaire (désinfection)

Le choix d'un moyen de désinfection se fait normalement en considérant les contraintes techniques, économiques et environnementales qu'il présente. En ce sens, le mode de désinfection idéal est celui qui regroupe les caractéristiques suivantes :

- efficacité pour la plupart des micro-organismes pathogènes sous différentes conditions;
- absence de sous-produits indésirables formés à la suite de son utilisation;
- produit non dangereux pour les humains et pour la vie aquatique;
- facilité d'utilisation;
- faibles coûts d'investissement et d'exploitation.

Il existe plusieurs moyens pour désinfecter les eaux usées, mais, en pratique, les seuls couramment utilisés aujourd'hui sont la chloration, la chloration-déchloration, l'ozonation, le rayonnement ultraviolet et le lagunage.

Le chlore est un agent oxydant fort qui réagit facilement avec plusieurs substances organiques et inorganiques trouvées dans les eaux usées. Il est particulièrement efficace pour détruire les bactéries, mais moins efficace contre les virus. Aux fins de désinfection, le chlore est utilisé sous les formes suivantes : chlore gazeux, hypochlorite de sodium (eau de javel) et bioxyde de chlore.

Au plan économique, il s'agit d'une technologie dont les coûts sont bien connus et les plus faibles parmi toutes les techniques éprouvées.

Au plan de la sécurité, la manipulation du chlore, notamment sous forme gazeuse, nécessite d'importantes mesures de protection pour le personnel de la station d'épuration et constitue un risque pour la sécurité publique lors du transport.

C'est pourquoi, l'hypochlorite de sodium (eau de javel) est le désinfectant le plus utilisé en Algérie à cause de sa disponibilité sur le marché et son coût faible.

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. Dans notre étude, on s'autorise une concentration en chlore de 10 mg/l

Horizon 2031

V.2.4.1. Dose du chlore à injecter

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. (HADJRABAH, 2005)

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn.

V.2.4.2. Dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{\text{moy } j} * (Cl_2) \dots\dots\dots (V-27)$$

$$D_j = 28888 * 0,01 = \mathbf{288.88 \text{ Kg/j}}$$

V.2.4.3. Calcul de la quantité de l'eau javel

On prend une solution d'hypochlorite à 48° (HADJRABAH, 2005)

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl₂/ NaClO

48° de chlorométrie → X

$$X = 3,17. 48 / 1 = \mathbf{152,16 \text{ g de Cl}_2/ \text{LNaClO}}$$

V.2.4.4.Quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 152.16\text{Kg de Cl}_2$$

$$Q_j \rightarrow 288.88$$

$$Q_j = 288.88/ 152.16 = \mathbf{1.9 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / j}$$

V.2.4.4.Quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j . 365 = 1.9 .365=\mathbf{693.5 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) /an}$$

V.2.4.5.Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{ptp}}= \mathbf{4291.2 \text{ m}^3 / h}$$
 (débit de pointe au temps de pluie)

$$T_s = \mathbf{20 \text{ mn}}$$

a-Volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte}} * T_s \dots\dots\dots (V-28)$$

$$V = 4291.2 .20/60 = 1430.4 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V=1430.4\text{m}^3}$$

b-Hauteur du bassin

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

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

c-Surface horizontale

$$Sh = V/H = 1430.4 /3=476.8 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{Sh = 476.8 \text{ m}^2}$$

d-Largeur et longueur

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface $Sh= L*B$

On prend : $L = 2 * B$

$$B = \sqrt{(Sh /2)} = \mathbf{15.4 \text{ m.}} \qquad \text{On prend:} \qquad \qquad \qquad \mathbf{B= 15.5 \text{ m}}$$

$$\text{Alors : } L = 2 * 15.5 =\mathbf{31\text{m}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{L=31\text{m}}$$

Avec :

- L : longueur du bassin de désinfection.
- B : largeur du bassin de désinfection.

Le bassin de désinfection sera de type longitudinal muni des chicanes.

Pour l'horizon 2046

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

✓ **Débit de la station**

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}} (2046) - Q_{\text{ptp}}(2031)$$

$$Q_{\text{ptp}} = 6235.2-4291.2 = \mathbf{1944 \text{ m}^3/h}$$

✓ **Débit moyen journalier**

$$Q_{\text{moy j}}= Q_{\text{moy j}}(2046) - Q_{\text{moy j}}(2031)$$

$$Q_{\text{moy j}}=44163 - 28888=\mathbf{15275 \text{ m}^3/j}$$

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.8: Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2031	2046
Volume	m ³	1430.4	647.59
Hauteur	m ²	3	3
Surface horizontale	m ²	476.8	215.86
Longueur	m	31	21
Largeur	m	15.5	10.5
Dose journalière en chlore	Kg/j	288.88	152.75
La quantité d'hypochlorite nécessaire	m ³ /j	1.9	1
La quantité annuelle d'hypochlorite	m ³ /an	693.5	365

V.2.5.Traitement des boues

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une Filière de traitement qui comporte l'épaississement, la stabilisation et la déshydratation.

D'une façon générale, les équipements de la filière boue doivent être dimensionnés pour pouvoir traiter la totalité de la production de boue de la station sans provoquer d'accumulation anormale et prolonger de boue dans le décanteur primaire et le décanteur secondaire.

V.2.5.1.Epaississement

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans les décanteurs primaire et secondaire.

V.2.5.2.Stabilisation

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations en vue de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue les stabilisations chimiques ou biologiques.

Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

Pour la stabilisation chimique ; Le composé de choix est la chaux vive. Son incorporation se réalise à une boue déjà flocculée égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de chaux provoque une forte élévation de température et par conséquent une évaporation de l'eau.

Dans notre cas on choisit la technique de stabilisation aérobie, très utilisée dans les stations de traitement de moyenne importance.

V.2.5.3.Déshydratation

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide.

Dans notre cas, on choisit une déshydratation naturelle sur lits de séchage afin de réduire les frais d'exploitation de la station (minimiser les dépenses d'énergies)

A. Dimensionnement

A.1.Épaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de :

a- Boues issues du décanteur primaire

Boues primaires : $DX_p = DBO_{5e} + MESe$ (V-29)

$$DX_p = 2924.91 + 5134.84 = \mathbf{8059.75 \text{ Kg/j}}$$

b- Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $DX_s = \mathbf{2520.16 \text{ Kg/j}}$ (Représente les boues en excès)

c- la quantité totale journalière des boues sera

$$DX_t = DX_p + DX_s = 8059.75 + 2520.16 = \mathbf{10579.91 \text{ Kg/j}}$$

d- Concentration des boues

A l'entrée de l'épaississeur la charge spécifique est la suivante :

Charge spécifique admissible = 25 à 35 kg MES/m²/j

e- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

Le débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur correspond aux débits de boues issus des deux décanteurs.

1- Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = DX_p / S_1 = \mathbf{8059.75/7}$$

$$S_1 = 7 \text{ g/L}$$

$$Q_1 = \mathbf{1151,4 \text{ m}^3/\text{j}}$$

2- Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_{\text{excès}} = 262.52 \text{ m}^3 / \text{j}$$

X_m : Concentration de boues en excès 9,6 Kg/m³

3- Le débit total (Qt)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 1151.4 + 262.52$$

$$Q_t = \mathbf{1413,91 \text{ m}^3/\text{j}}$$

4- La concentration du mélange (S)

$$S = DX_t / Q_t = 10579.91 / 1413,91$$

$$S = \mathbf{7,5 \text{ kg/m}^3}$$

5-Surface horizontale

S = quantité totale journalière des boues / Charge spécifique admissible

$$\text{Soit une surface } S = 10579.91 \text{ (Kg/j)} / 30 \qquad \qquad \qquad S = \mathbf{352,66 \text{ m}^2}$$

6-Diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4.Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.352.66}{3,14}} = 21.2 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{D=21.1m}$$

7-Volume

Les hauteurs sont :

- ❖ Hauteur cylindrique = (3 - 4) m
 - Hauteur du cône = diamètre x 0,15 = 3,15 m
 - Volume du cône = surface x hauteurs du cône x 1/3 = 370.3 m³
- ❖ Volume de l'épaisseur :
= volume cylindrique + volume du cône = S x Hauteur cylindrique + volume du cône

On s'autorise une hauteur de 3,5 m

$$= 352.66 \times 3,5 + 370.3 = 1604.6 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V=1604.6 \text{ m}^3}$$

8-Temps de séjour

Temps de séjour = Volume/Débit = 1604.6 / 706,955 = 2.26 Jour

9-Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 35 à 45 g/l.

10- Calcul du débit des boues épaissies

$C_{be} = 40 \text{ g/l.}$
 $Q_d = DXt / 40 = 10579.91 / 40 = \mathbf{264.5 \text{ m}^3/\text{j.}}$

A.2.Stabilisateur aérobie

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2 mg / l.

A.2.1.La quantité de MVS contenue dans les boues

MES = 10833 kg/j
 MM = 3249.9 kg/j
 MVS = 7583.1 kg/j

A.2.2.Quantité de MVS à la sortie de la stabilisation

(MVS) sortie = MVS - 0,45.MVS = 7583.1 kg - (0.45 * 7583.1 kg) = 4170.71 kg/j (MVS)
 sortie = **4170.71 kg/j**

A. 2.3.Temps de séjour

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$$B_a = B_{a0} \cdot I^{KsT} \dots \dots \dots (V-30)$$

- ✓ B_a : représente la quantité de MVS au temps t ;
- ✓ B_{a0} : représente la quantité de MVS au temps initiale ;

- ✓ K_s : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de K_s s'échelonnent entre 0,5 et 0,05, nous prenons **$K_s=0,05$** .

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0.95 B_{a0} \dots \dots \dots (V-31)$$

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$$(1-0.95) \cdot B_{a0} = 0.45 \cdot 7583.1 = \mathbf{3412.4 \text{ kg}}$$

Alors **$B_a = 68247.9 \text{ kg}$**

L'extraction journalier est de 4170.71 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = 68247.9 / 4170.71 = \mathbf{16.36 \text{ J}}$$

A.2.4. Boues en excès dans le stabilisateur

$$Q_{\text{exces}} = MM + (MVS)_{\text{sortie}} = 3249.9 + 4170.71 = \mathbf{7420.61 \text{ kg}} \text{ de boues / jour}$$

A.2.5. Dimensionnement du bassin de stabilisation

a- La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)

$$M_b = Q_{\text{exces}} \cdot t = 7420.61 \cdot 16,36 = \mathbf{121401.18 \text{ kg}}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 35 à 45 g/l,

On prend **$C_{be} = 45 \text{ g/l}$** .

b- Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_b / C_{be} = 121401.18 / 45 = \mathbf{2697.8 \text{ m}^3}$$

c- Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation **$H = 4 \text{ m}$**

$$S_h = V / H = 2697.8 / 4 = \mathbf{674.45 \text{ m}^2}$$

d - La longueur de bassin

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : $S_h = L \cdot B$

On a $L = 2 \cdot B \text{ m}$

$$B = (S_h / 2)^{0.5} = \mathbf{18.4 \text{ m}}$$

e - La largeur de bassin

$$L = 2 \cdot B = 2 \cdot 18.4 = \mathbf{36.8 \text{ m}}$$

f- Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs **2 kg O_2 /kg MVS** détruit. La masse des boues détruites par jour est de 3412.4 kg/j.

$$DO_2 = 2 \cdot 3412.4 = 6824.79 \text{ kg } O_2 / j \qquad \qquad \qquad \mathbf{DO_2 = 6824.79 \text{ kg } O_2 / j}$$

A.3. lits de séchage

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement. Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Les drains, disposés sous la couche support, recueillent

les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervalles rapprochés, soit 2 à 3 jours. La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons.

Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée si le lit n'est alimenté qu'en un seul point.

A.3.1. Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b=8m; L=20m; H=0,4m$$

a- Volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b * L * H \dots\dots\dots (V-32)$$

$$V = 64m^3$$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

La quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à **2520.16 kg/j.**

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 35 à 45 g/l. on la prend = 45 g/l. D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1=2520.16/45=56 m^3/j.$$

b-Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > v_1 / v = 56/64=0.87 \text{ on prend } n=1$$

c-Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2=12 * v = 12*64=768m^3$$

d- Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 56*365=20440 m^3$$

e- Nombre de lits nécessaire

$$N > v_{ba} / v_2 = 20440/768= 26.6 \text{ lits} \quad \text{on prend } N=27 \text{ lits}$$

f- Surface nécessaire :

$$S = S_0 * N$$

$$\text{Où : } S_0 \text{ c'est la surface du lit de séchage : } S_0 = L * b = 20 * 8 = 160m^2$$

$$S=160 * 27 = 4320 m^2.$$

Pour l'horizon 2046

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant

Tableau V.9 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2031 et 2046).

Désignations	Unité	2031	2046
Dimensionnement de l'épaississeur			
Nombre	-	2	1
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	8059.75	4261.73
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	2520.16	1675.73
la quantité totale journalière des boues	kg/j	10579.91	5937.46
Le débit total	m ³ /j	706,955	783.36
La concentration du mélange	Kg/m ³	7.5	7.6
Débit des boues épaissies	m ³ /j	264.5	148.44
Surface horizontale	m ²	176.33	158.33
Volume	m ³	749.4	851.06
Diamètre	m	15	16
Temps de séjour	j	1.06	0.6
Stabilisateur aérobie			
La quantité de MVS contenue dans les boues			
– MES	Kg/j	10833	5728.14
– MM		3249.9	1718.44
– MVS		7583.1	4009.7
La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation	Kg/j	4170.71	2205.34
Temps de séjour	J	16.36	16.36
Boues en excès dans le stabilisateur	Kg/j	7420.61	3923.78
La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur(Mb)	Kg	121401.18	64193.04
Hauteur	m	4	4
Volume du bassin de stabilisation	m ³	1348.9	1426.5
Surface horizontale	m ²	337.23	356.63
La longueur de bassin	m	26	26.8
La largeur de bassin	m	13	13.4
Quantité d'air par jour Do ₂	Kg o ₂ /j	6824.79	3608.74
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
Volume des boues à sécher par an	m ³	20440	13592.03
Nombre de lits nécessaire	-	27	18
Surface nécessaire	m ²	4320	2880

Etude de la variante à faible charge

Etant donné que les ouvrages de prétraitement ne dépendent pas de la charge de pollution à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui du procédé du système à boues activées à moyenne charge.

Il s'agit des ouvrages suivants :

- ✓ Le dégrilleur
- ✓ Le déssableur-déshuileur.

Le traitement biologique par boues activées à faible charge abouti à la formation d'une boue stable non fermentescible en admettant l'eau brute simplement dégrossie (sans décantation primaire c.à.d. le décanteur primaire sera supprimé dans le traitement à faible charge.)

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

➤ **Charge massique**

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

On prendra : $C_m = \mathbf{0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}}$ (Office international de l'eau, 2005)

➤ **Charge volumique**

$$0,3 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3 \text{ j}$$

On prendra : $C_v = \mathbf{0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3 \text{ j}}$ (Office international de l'eau, 2005)

V.3. Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur B et de hauteur H.

V.3.1. Volume du bassin

$$V_a = L_0 / C_v$$

- ✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j). $C_v = \mathbf{0.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}}$
- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO₅/j).

$$L_0 = \mathbf{9749.7 \text{ kg/j}}$$

D'où : $V = L_0 / C_v = 9749.7 / 0,5 = 19499.4 \text{ m}^3$ $V = \mathbf{19499.4 \text{ m}^3}$

V.3.2. Hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : $H = \mathbf{5 \text{ m}}$

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

V.3.3. Surface horizontale du bassin

$$S_h = V / H = 19499.4 / 5 = 3899.8 \text{ m}^2$$

On adoptera deux bassins d'aération de surface unitaire de $S_h = \mathbf{1949.9 \text{ m}^2}$

V.3.4. Largeur

On prend : $L = 4B$; $S_h = 4B^2$, alors : $B = (S_h / 4)^{0.5}$ $B = \mathbf{22 \text{ m}}$

V.3.5. Longueur

$L = 2 * B = 2 * 22 = 44 \text{ m}$ $L = \mathbf{44 \text{ m}}$

V.3.6. Masse de boues dans le bassin

$X_a = L_0 / C_m = 9749.7 / 0,15 = 64998 \text{ kg}$ $X_a = \mathbf{64998 \text{ kg}}$

V.3.7. Concentration de boues dans le bassin

$$[Xa] = Xa / V = 64998 / 19499.4 = 3.33 \text{ kg/m}^3$$

$$[Xa] = 3.33 \text{ kg/m}^3$$

V.3.8. Calcul du temps de séjour hydraulique

1. Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{19499.4}{2145.6} = 9.1h$$

2. Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{19499.4}{4291.2} = 4.54h$$

V.4. Concentration de l'effluent en DBO₅ (S₀)

$$S_0 = L_0 / Q_{\text{moy j}} = 9749.7 / 28888 = 0,34 \text{ mg/l}$$

V.4.1. Charge polluante à la sortie (S_f = 30 mg/l)

La charge polluante à la sortie a une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,30 \cdot 28888 = 866.64 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 866.64 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

V.4.2. Charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f = 9749.7 - 866.64 = 8883.06 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 8883.06 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

V.4.3. Rendement d'épuration

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = (8883.06 / 9749.7) \cdot 100 = 91.1\%$$

$$\eta_{ep} = 91.1\%$$

V.5. Besoins théoriques en oxygène

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

$$q_{O_2} = a' L_e + b' Xa \text{ (Kg/j)}$$

- ✓ L_e : DBO₅ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✓ X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✓ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution elle exprimée en kg O₂ /kg DBO₅.

$$0.48 < a' < 0.65$$

$$a' = 0,6$$

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène elle exprimée en kg O₂/kg MVS

$$0.07 < b' < 0.11$$

$$b' = 0,07$$

A. Besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = 0,6 \cdot 8883.06 + (0,07 \cdot 64998) = 9879.7 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

B. Quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = 9879.7 / 24 = 411.65 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

C. Quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{O_2/ m^3} = q_{O_2} / v = 9879.7 / 19499.4 = 0.51 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3$$

D. Besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{O_2\text{pte}} = (a'Le/ Td) + (b'.Xa./24)$$

$$D'où : q_{O_2\text{pte}} = 0,6. 8883.06 /16+ (0,07. 64998/24) = 522.69 \text{ Kg O}_2/\text{h.}$$

V.6. Choix de système d'aération :

On opte pour les aérateurs de surface,

V.6.1. Calcul de l'aérateur de surface à installer :

1. La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No) :

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_o = 1,98.10^{-3} P_a + 1 \text{ (kg / kwh).}$$

P_a : Puissance par m² du bassin

$$P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2 \text{ on prend } P_a = 75 \text{ w/m}^2$$

$$N_o = 1,98. 10^{-3} . 75 + 1 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

$$N = N_o \cdot \left(\frac{(\beta.C_s - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_s} \right) \text{ (kgO}_2 / \text{kwh)}$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à 25°C

$C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l}$, on prend $C_L = 1,5 \text{ mg/l}$.

C_s : concentration de saturation en oxygène à la surface à la condition standard à 20°C et 760 mm de mercure.

$C_s = 8,7 \text{ mg/l}$ pour les aérateurs de surface.

Et que $C = 1,02$ (coefficient de température)

L'effet des solides dissous et la concentration en matières dégradables sur la saturation en oxygène varie d'une eau usée à l'autre et doit être mesuré sur le terrain. La relation qui traduit cet effet est donnée par :

$$\beta = \frac{C_s (\text{eau usée})}{C_s (\text{eau épurée})}$$

β est de l'ordre de 0,9.

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau pure

$$a' = 0,85 \text{ à } 0,95. [13]$$

$$N = 1.15. \left(\frac{(0,9.8,7 - 1,5)0,85.1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,78 \text{ (kgO}_2 / \text{kwh)}$$

2. Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation »

Wa :

$$W_a = q(O_2)\text{pte}/ N = 522.69/0,78 = 670.12 \text{ Kwh.}$$

3. Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :

$$W_n = Sh \cdot Pa$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m²)

Pa : puissance absorbée par m² du bassin (w/m²)

$$W_n = 10^{-3} \cdot 3899.88 P_a \quad ; \quad Pa = 75W/m^2$$

Donc **W_n = 292.49 Kw**

4. Nombre d'aérateurs dans le bassin

$$N = W_a / W_n$$

$$N = 670.12 / 292.49 = 2.29 \quad \text{donc } \mathbf{N = 3 \text{ aérateurs.}}$$

5. Besoin en énergie de l'aérateur :

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

$$E = q(O_2) \text{ pte} / 1,5 = 522.69 / 1,5$$

$$\mathbf{E = 348.46 Kwh / h}$$

V.6.2. Bilan de boues

A. Calcul de la quantité des boues en excès

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

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

$$\checkmark \quad b = b^0 / 1.42 = 0.067$$

$$\checkmark \quad a_m = 0.55$$

$$\checkmark \quad \text{MES} = 8558.07 \text{ kg}_{\text{MES}} / \text{J}$$

$$X_{\min} = 0,3 \cdot 8558,07 = 2567.42 \text{ Kg} / \text{j}$$

$$X_{dur} = 0,3 \cdot \text{MVS}$$

$$X_{dur} = 0,3(0,7 \cdot 8558,07) = 1797.19 \text{ Kg} / \text{j}$$

$$a_m L_e = 0,55 \cdot 8883.6 = 4885.98 \text{ Kg} / \text{j}$$

$$b X_a = 0,067 * 64998 = 4354.87 \text{ Kg} / \text{j}$$

$$X_{eff} = 0,03 \cdot 8558,07 = 256.74 \text{ Kg} / \text{j}$$

Alors :

$$\Delta X = 2567.42 + 488.98 + 4354.87 - 4354.87 - 256.74$$

$$\Delta X = 2799.66 \text{ Kg} / \text{j}$$

➤ Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

On prend : $I_m = 125$ D'où : $X_m = \frac{1200}{125}$

$$X_m = 9,6 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

➤ **Débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par : $Q_{exés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{2799.66}{9,6} \quad Q_{exés} = 291.63 m^3 / j$

➤ **Le débit spécifique par m³ de bassin :**

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

✓ V : volume de bassin

Donc : $q_{sp} = \frac{2799.66}{19499.4} \quad q_{sp} = 0.14 Kg / m^3 .j$

➤ **Débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R.Q_j$$

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

✓ R : taux de recyclage(%)

✓ [X_a] : concentration des boues dans le bassin = 3.33Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100.3.33}{\frac{1200}{125} - 3.33} \quad R=53.11\%$$

Donc : $Q_r = 0,53.28888$

$$Q_r = 15310.64 m^3 / j$$

➤ **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 : $A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{64998}{2799.66} = 23.21 \text{ jours.}$

$$A_b = 23 \text{ jours.5heures11mn.}$$

Pour l'horizon 2046

Tableau V.10: Les résultats de l'horizon 2031 et 2046 à faible charge :

On prend deux bassins d'aération

Les dimensions du clarificateur sont les mêmes pour la moyenne et la faible charge.

Désignations	Unité	2031	2046
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	28888	15275
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	1203.67	636.45
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	4291.2	1942
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	9749.7	3608.72
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	866.64	458.25
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	8883.06	3150.47
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	91.1	87.3
Dimensionnement du bassin d'aération			
Nombre	-	2	2
Volume du bassin V	m^3	9749.7	7217.44
Hauteur du bassin H	m	5	5
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	1949.9	360.9
Largeur du bassin B	m	22	13.5
Longueur du bassin L	m	44	27
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	64998	24058.13
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	3.33	3.33
Temps de séjours T_s en temps sec	h	9.1	7.4
Temps de séjours T_s en temps de pluie	h	4.54	3.7
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO_2/j	9879.7	3574.35
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO_2/h	411.5	148.9
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O_2}/m^3	$\text{KgO}_2/\text{m}^3\text{j}$	0.51	0.5
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
puissance de brassage :	kW	292.49	241.42
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin :	-	3	3
Bilan de boues			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	2799.66	989.71
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m^3	9.6	9.6
Le débit de boues en excès $Q_{\text{excés}}$	m^3/j	291.63	103.09
Le taux de boues recyclées R	%	53.11	71.43
Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	15310.64	8095.75
Age des boues A_b	J	23.21	24

V.10. Traitement tertiaire (désinfection)

Les mêmes dimensions pour le bassin de désinfection et les résultats de dimensionnement sont représentés sur le Tableau V.11.

V.11. Traitement des boues

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur.

Après épaissement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

V.11.1. Dimensionnement

A. Epaisseur

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

La production journalière des boues correspond à celle issue du clarificateur.

A.1. Boues issues du clarificateur

Boues secondaires DXs = **2799.66 Kg/j** (Représente les boues en excès)

A.2. Charge spécifique admissible

La charge spécifique admissible sans décanteur primaire est comprise entre 25 et 40 KgMES/m²/J. On prend Cs= 25KgMES/m²/J

A.3. Débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)

$$Q_t = Q_{exés} = 291.63 m^3 / j$$

A.4. La surface horizontale

$$S = DX_s / C_s = 112 m^2$$

A.5. Diamètre

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4.Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.112}{3.14}} = 12 m$$

A.6. Le volume de l'épaisseur

Les hauteurs sont :

- Hauteur cylindrique = (3 – 4) m
 - Hauteur du cône = diamètre x 0,15 = 1,8 m
 - Volume du cône = surface x hauteur du cône x 1/3 = 67,2m³
- Volume de l'épaisseur :
 - = volume cylindrique + volume du cône = S x Hauteur cylindrique + volume du cône
 - On s'autorise une hauteur de 3,5 m
 - V = 459,2 m³**

A.7. Temps de séjour

$$\text{Temps de séjour} = \text{Volume} / \text{Débit} = 459,2 / 291,63 = 1,57 \text{ Jours}$$

A.8. Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaissement par décantation est de l'ordre de 35 à 45 g/l.

$$Q_d = DX_t / 40 = 2799.66 / 40 = 70 m^3/j$$

B. Lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$b=8\text{m}$; $L=20\text{m}$; $H=0,4\text{m}$

B.1. Volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b * L * H$$

La quantité des boues à extraire de l'épaisseur $DX_s = 2799.66 \text{ Kg/j}$

La teneur en matière sèche des boues varie entre 25 à 45 kg/ m^3 . On prendra la valeur 45 kg/ m^3 .

D'où le volume journalier des boues à extraire est : $V_1=62.2 \text{ m}^3$.

B.2. Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > v_1 / v = 62.2 / 64 = 0.97 \text{ on prend } n=1$$

B.3. Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * v = 12 * 64 = 768 \text{ m}^3$$

B.4. Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 62.2 * 365 = 22703 \text{ m}^3$$

B.5. Nombre de lits nécessaire

$$N > v_{ba} / v_2 = 22703 / 768 = 30 \text{ lits}$$

B.6. Surface nécessaire

$$S = S_0 * N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160 \text{ m}^2$

$$s = 160 * 30 = 4800 \text{ m}^2.$$

Horizon 2046

Tableau V.11 : Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur et le lit de séchage (2031 et 2046).

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Désignations	Unité	2031	2046
Dimensionnement de l'épaisseur			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	2799.66	989.71
Le débit total	m ³ /j	291.63	103.09
Débit des boues épaissies	m ³ /j	32.94	32.94
Surface horizontal	m ²	112	39.59
Volume	m ³	459.2	152.69
Diamètre	m	12	7.1
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
Le volume des boues à extraire / j	m ³	62.2	22
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
Volume des boues à sécher par an	m ³	22703	8030
Nombre de lits nécessaire	-	30	11
Surface nécessaire	m ²	4800	1760

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration de l'agglomération de Boussaâda, pour les deux horizons et les deux variantes en l'occurrence la faible et la moyenne charge.

Le procédé biologique choisi pour traiter les eaux résiduaires de l'agglomération de Boussaâda est de type boues activées à moyenne charge à cause de :

- ✓ Importante taille de l'agglomération ;
- ✓ Qualité des eaux épurées répondant aux normes de rejet;
- ✓ Grande quantité des boues produite (kg de boue sèche /kg de DBO₅ éliminée de l'ordre de 0.3 à 0.5) pour une éventuelle valorisation en agriculture étant donné que la zone d'étude est à vocation agricole.

Par ailleurs, le choix de la déshydratation naturelle est motivé pour les deux raisons suivantes :

- ✓ Disponibilité du terrain dans la zone d'étude
- ✓ Réduction du coût énergétique

Chapitre VI :

Calcul hydraulique

Introduction

Le dimensionnement adéquat des ouvrages constituant une station d'épuration des eaux usées est tributaire du débit de pointe en tenant compte de la dilution. Afin de ne pas inonder le rendement épuratoire est tributaire de la stabilité de la qualité des eaux de la station d'épuration ; le débit d'apport doit être régularisé au moyen d'ouvrages projetés à l'amont de la station qui ne sont autres que le déversoir d'orage et le bassin-piège.

Afin d'éviter un surplus d'apport des eaux usées à la station d'épuration, notre objectif consiste à un dimensionnement d'un déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser cet apport.

VI.1. 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 dérivé vers la station que les Débits de pointe en temps de pluie.

Dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

VI.1.1. Type de déversoir d'orage

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base des connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte du régime d'écoulement, des niveaux d'eau de l'émissaire, de la position de l'exutoire et de la topographie du terrain.

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral (voir figure VI-1), car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire, ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

Le déversoir d'orage sera placé en amont de la station avant le dégrilleur.

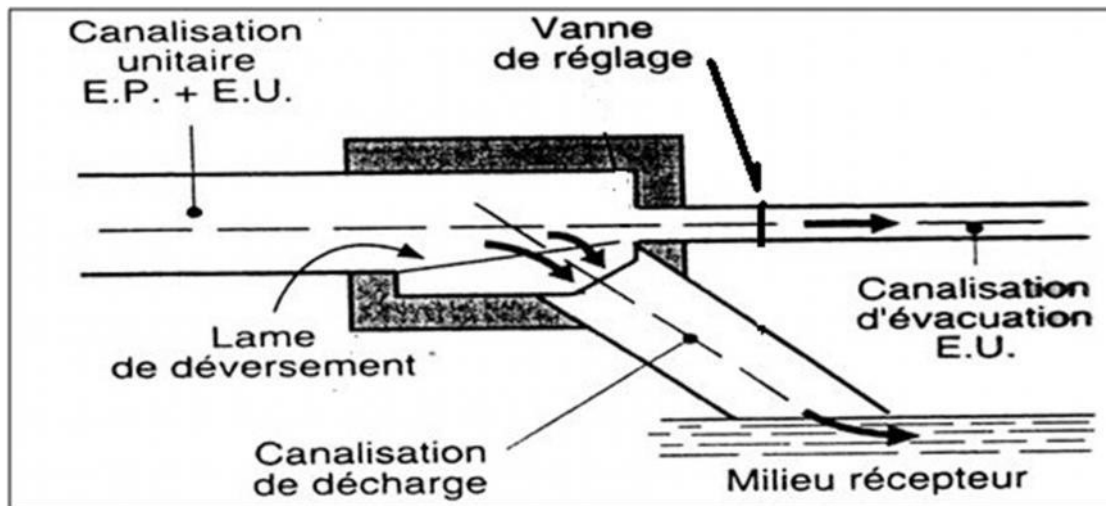


Figure VI.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latéral.

VI.1.2. Dimensionnement du déversoir d'orage

Après avoir calculé le débit au temps de pluie (en tient compte de la dilution) on a :

- Le débit acheminé vers la station d'épuration: $Q_{pts} = 0.81 \text{ m}^3/\text{s}$
- Le débit pluvial $Q_{pl} = 800 \text{ l/s} = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$ (source : DRE M'sila)

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{pts} + Q_{pl} \dots\dots\dots (VI-1)$$

$$Q_v = 0.87 + 0.8 = 1.67 \text{ m}^3/\text{s} \qquad \qquad \qquad Q_v = 1.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.1.2.1.A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2035:

$$Q_v = 1.67 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 1 \%$$

❖ D'après l'abaque de Bazin (01et 02)

- ✓ $D_e = 1000 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir).
- ✓ $Q_{ps} = 1.64 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).
- ✓ $V_{ps} = 2.1 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_v/Q_{ps} = 1.67/1.64 = 1$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_e/D_e = 0.8 \Rightarrow H_e = 0,8. 1000 = 800 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $r_v = V/V_{ps} = 1.13 \Rightarrow V = 1,13. 2, 1 = 2.37 \text{ m/s}$ (vitesse).

VI.1.2.2.A l'aval du déversoir (vers la station)

- ✓ $Q_{pts} = 0.87 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $I = 0,35\%$

❖ D'après l'abaque de Bazin (01et 02)

- ✓ $D_s = 1000 \text{ mm}$.
- ✓ $Q_{ps} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $V_{ps} = 1.4 \text{ m/s}$.

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_{pts} / Q_{ps} = 0.87/1 = 0.87$
- ✓ $r_H = H_s / D_e = 0,68 \Rightarrow H_s = 0,68. 1000 = 680 \text{ mm}$
- ✓ $r_v = V / V_{ps} = 1,05 \Rightarrow V = 1,05. 1,4 = 1,47 \text{ m/s}$

VI.1.2.3. Le débit déversé vers le milieu naturel (Q_d)

$$Q_d = Q_v - Q_{pts} = 1.67 - 1 = 0.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 0.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.1.2.4. Dimensionnement du déversoir d'orage

- ✓ La hauteur d'entrée $H_e = 800 \text{ mm}$
- ✓ La hauteur de seuil $H_s = 680 \text{ mm}$
- ✓ La lame d'eau déversée est donnée par :

$$H_d = (H_e - H_s) / 2 \dots\dots\dots (VI-2)$$

$$H_d = (800 - 680) / 2 = 60 \text{ mm}$$

VI.1.2.5. la largeur du seuil déversant

$$Q_{dev} = 2/3 * u * b * H_d (2g * H_d)^{0,5} \dots \dots \dots (VI-3)$$

$$\text{Donc } b = (3 * Q_d) / 2u * (2g)^{1/2} * H_d^{3/2} \dots \dots \dots (VI-4)$$

Avec :

- ✓ **u** : 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 $u = 0,6$.
- ✓ **g** : L'accélération de la pesanteur m^2/s .

$$b = (3 * 1,37) / 2 * 0,6 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,173^{3/2} = 10,74 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{b = 4,7 \text{ m}}$$

VI.2. Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci –dessous :

Tableau VI.1: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	495.77
Déssableur-déshuileur	496.66
Décanteur primaire	496.92
Bassin d'aération	496.62
Décanteur secondaire	496
Bassin de désinfection	495.50

VI.2.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité

Les diamètres disponibles sur le marché sont représentés sur le tableau ci –dessous :

Tableau VI.2 : Les diamètres normalisés

Diamètre (mm)	110	125	160	200	250	315	400	500
---------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------

Source : Guide Travaux Publics

Tableau VI.3. Les valeurs de K, m et β.

Tuyau	K	M	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour le PEHD,

on a :

- ✓ K=0,001052
- ✓ m=4,774
- ✓ β=1,77

VI.2.1.1. Diamètre

le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{(CPA - CPB)}} \dots\dots\dots (VI-5)$$

VI.2.1.2. Longueurs des conduites

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{\text{éq}} = 1,15 \cdot L_{\text{réelle}} \dots\dots\dots (VI-6)$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI.4. Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur - Dessableur-déshuileur	6.07
Dessableur-déshuileur- Décanteur primaire	20.31
Décanteur primaire- Bassin d'aération	24.25
Bassin d'aération - Décanteur II	19.55
Décanteur II - Bassin de désinfection	40.01

VI.2.1.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots (VI-7)$$

- P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point(2).

$$Cp_1 = Cp_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots (VI-8)$$

VI.2.1.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques

A- Dégrilleur _Déssableur-déshuileur (A-B)

On a :

- Côte du radier du Dégrilleur (A) : 497.77m ;
- Hauteur d'eau : 1m
- D'où : $Cp_A = 498.77$ m
- Côte du radier du déssableur-déshuileur(B) : 494.66 m ;
- Hauteur d'eau : 2.5 m
- D'où : $Cp_B = 497.16$ m
- $L = 6.07$ m

❖ Diamètre

$$D = \frac{m}{\sqrt{\frac{K \cdot L \cdot Q^3}{Cp_A - Cp_B}}}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 6.07 * 0.87^{1.77}}{(498.77 - 497.16)}} = 298 \text{ m} \quad D = 315 \text{ m}$$

❖ Cote piézométrique

$$C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^{\beta}}{D^m} \quad C_{PB}' = 497.53 \text{ m}$$

B- Conduite déssableur-déshuileur _ Décanteur primaire (A-B)

On a :

- $C_{PA}' = 497.53 \text{ m}$
- Côte du Décanteur primaire (B) : 494.62 m ;
- Hauteur d'eau : 2 m
- D'où : $C_{PB} = 496.62 \text{ m}$
- $L = 20.31 \text{ m}$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^{\beta}}{(C_{PA}' - C_{PB})}}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 20.31 * 0.87^{1.77}}{(497.53 - 496.62)}} = 432 \text{ m} \quad D = 500 \text{ m}$$

❖ Cote piézométrique

$$C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^{\beta}}{D^m} \quad C_{PB}' = 497.07 \text{ m}$$

C- Conduite décanteur primaire _ Bassin d'aération

On a :

- $C_{PA}' = 497.07 \text{ m}$
- Côte du radier du Bassin d'aération (B) : 493 m ;
- Hauteur d'eau : 4 m
- D'où : $C_{PB} = 497 \text{ m}$
- $L = 27.51 \text{ m}$

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 \cdot 27.51 \cdot 0.44^{1.77}}{(497.07 - 497)}} = 378 \text{ m} \quad \mathbf{D = 400 \text{ m}}$$

❖ **Cote piézométrique**

$$C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m} \quad \mathbf{C_{PB}' = 496.53 \text{ m}}$$

D- Conduite bassin d'aération – Décanteur II (A-B)

On a :

- $C_{PA}' = 496.53 \text{ m}$
- Côte du radier du Décanteur II (B) : 493.5 m ;
- Hauteur d'eau : 2.5 m
- D'où : $C_{PB} : 496 \text{ m}$
- $L = 19.05 \text{ m}$

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{(C_{PA}' - C_{PB})}}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 \cdot 19.05 \cdot 0.44^{1.77}}{(496.53 - 496)}} = 371 \text{ m} \quad \mathbf{D = 400 \text{ m}}$$

❖ **Cote piézométrique**

$$C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m} \quad \mathbf{C_{PB}' = 496.26 \text{ m}}$$

D- Conduite décanteur II – Bassin de désinfection (A-B)

On a :

- $C_{PA}' = 496.26 \text{ m}$
- Côte du radier du Bassin de désinfection (B) : 493 m ;
- Hauteur d'eau : 3 m
- D'où : $C_{PB} : 496 \text{ m}$

➤ L=40.01 m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 \cdot 40.01 \cdot 0.87^{1.77}}{(496.26 - 496)}} = 527 \quad \mathbf{D = 630 \text{ m}}$$

❖ **Cote piézométrique**

$$C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m} \quad \mathbf{C_{PB}' = 495.96 \text{ m}}$$

Tableau VI.5 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.

Désignations	Cote du Terrain (m)	Cote du Radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
Dégrilleur moyenne	495.77	497.77	1	498.77
Déssableur-déshuileur	496.66	494.66	2.5	497.53
Décanteur primaire	496.92	494.62	2	497.07
bassin d'aération	496.62	493	4	496.53
décanteur secondaire	496	493.5	2.5	496.26
bassin de désinfection	495.50	493	3	495.96

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les différents diamètres des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration ainsi que les côtes piézométriques et les côtes radier afin d'assurer le bon fonctionnement de la station d'un point de vue hydraulique.

Chapitre VII :

Etude Technico-
économique

Introduction :

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

Pour qu'on puisse avoir cette décision on doit faire des calculs économiques des deux variantes précédemment étudiées qui sont la moyenne et la faible charge.

Cette dernière doit être sélectionnée après évaluation économique et comparaison entre le coût des variantes sur lesquelles se fait l'étude. De ce fait on pourra dire que cette variante est technico-économiquement optimale.

Le coût estimatif du projet est rétabli sur la base du coût du mètre cube (m^3) d'eau épurée par la station.

Ce coût est composé de :

- **Le coût d'investissement :**
 - ❖ Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
 - ❖ Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).
 - $C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd}$
- **Le coût de fonctionnement :**
 - ❖ Coût d'exploitation courante.
 - ❖ Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
 - ❖ Frais financiers et de la main d'œuvre.

VII.1. Coût de la variante à moyenne charge :

VII.1.1. Coût d'investissement :

VII.1.1.1. Coût de terrassement :

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 200 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 :

$$C = 200 \cdot V$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	Volume (m^3)	Coût (DA)
-Déssableur-déshuilleur	1	61.3	12260,00
-Décanteur primaire	2	321.84	128736,00
-Bassin d'aération	2	115.38	46152,00
-Décanteur secondaire	2	257.47	102988,00
-Bassin de désinfection	1	142.74	28548,00
-Epaississeur	1	75.8	15160,00
-Digesteur	1	202.34	40468,00
-Lit de séchage	27	48	259200,00

Donc le coût total du terrassement est $C_t = 633512,00$ DA.

VII.21.1.2. 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 / m^3 de béton

Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f$$

$$C_b = 40\,000 \text{ DA}$$

$$C_f = 75 \cdot 80 = 6000 \text{ DA}$$

$$C_t = 46000 \text{ DA}$$

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 VI.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage

Ouvrages	Volumes			Cout Cbf (DA)
	V_{br}	V_{bm}	V_{tb}	
Dessableur-déshuilleur	61.3	46.2	107.5	4945000,00
-Décanteur primaire	643.68	121.99	765.67	35220820,00
-Bassin d'aération	230.76	145.38	376.14	17302440,00
-Décanteur secondaire	514.47	108.80	623.27	28667200,00
-Bassin de désinfection	142.74	41.85	184.59	8491140,00
-Epaississeur	75.8	69.56	145.36	6686560,00
-Digesteur	202.34	66.24	268.58	12354680,00
-Lit de séchage	1296	90.72	1386.72	63789120,00

Donc le coût total du béton armé est $C_{t\,ba} = 177456960,00$ DA.

VII.1.1.3. Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{t\,ba} = 633512 + 177456960 = 178090472,00 \text{ DA}$$

VII.1.1.4. Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25. C_{gc} = 0,25. 178090472 = \mathbf{44522618,00 \text{ DA}}$$

VII.1.1.5. Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :

Il est estimé à 4% du $(C_{gc} + C_{VRD})$

$$C_{éq} = 0,04 (178090472 + 44523423) = \mathbf{8904523,600 \text{ DA}}$$

VI.1.1.6. Coût total des investissements de la station :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{éq} = 178090472 + 44522618 + 89045236 = \mathbf{311658326,00 \text{ DA}}$$

VI.1.2. Coût de fonctionnement :

VI.1.2.1. Le coût de main d'œuvre :

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{mo} = 0,05 . C_{ti} = 0,05. 311658326 = \mathbf{15582916,00 \text{ DA.}}$$

VI.1.2.2. Le coût de l'énergie (consommation électrique) :

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_e' = P_u . E_c$$

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

$$C_e = Q . C_e' = Q . P_u . E_c$$

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2031 qui est égale à 28888 m³/j

$$C_e = 28888 . 365 . 4,18 . 1,7 = \mathbf{74926516,72 \text{ DA/an}}$$

VI.1.2.3. Le coût des réactifs chimiques :

Le prix de m³ de NaCl=1200DA

Calculons le prix annuel d'hypochlorite:

La débit annuel d'hypochlorite est de 693.5 m³ (NaClO)/an

$$\text{Le coût annuel est de : } C_{aj} = Q_a . P_u = 693,5 . 1200 = \mathbf{832200 \text{ DA/an}}$$

VI.1.2.4. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{rm} = 0,05. 311658326 = \mathbf{15582916,00 \text{ DA.}}$$

VI.1.2.5. Le coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{ff} = 0,05. 311658326 = \mathbf{15582916,00 \text{ DA.}}$$

VI.1.2.6. Le coût de fonctionnement total :

$$C_{ft} = C_{mo} + C_e + C_{aj} + C_{rm} + C_{ff} = 15582916 + 74926516,72 + 832200 + 15582916 + 15582916 = \mathbf{122507465,00 \text{ DA}}$$

VII.2. Calcul du prix du m³ d'eau traitée

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2031 est de :

$$V_a = 365 \times 28888 = 10544120 \text{ m}^3/\text{an}$$

Le coût d'amortissement annuel

$$C_{aa} = C_{ti} / t$$

t : durée d'amortissement $t = 21 \text{ ans}$

$$C_{aa} = \mathbf{14840873,00 \text{ DA.}}$$

VII.2.1. Le cout total de la station

$$C_{t\ st} = C_{aa} + C_{ft}$$

$$C_{t\ st} = 137348338\ DA$$

VII.2.2. Le coût de m³ d'eau épurée

$$C_e = C_{t\ st} / V_a$$

$$C_e = 13.03\ DA$$

VII.2.3. Le coût du m³ d'eau sans les frais d'amortissement

$$C_{e'} = C_{ft} / V_a$$

$$C_{e'} = 11.62\ DA$$

$$\text{Total} = 434165791,00\ DA$$

VI.3. Coût de la variante à faible charge :

Tableau VI.3 : Résultats de la variante à faible charge

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	2011388.75
Coût total du béton armé	DA	289199313.6
Coût total du génie civil	DA	291210702.4
Coût des VRD	DA	72802675.59
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	14560535,12
Coût total des investissements de la station	DA	509618729,1
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA	25480936.46
Le coût de l'énergie	DA/an	74926516.72
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	832200,00
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	25480936.46
Le coût des frais financiers	DA	25480936.46
Le coût de fonctionnement total	DA	152201526
Le coût total de la station	DA	176469085,00
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	16.73
Le coût du m ³ d'eau sans les frais d'amortissement	DA	14.43
Total	DA	686087814,00

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

Conclusion générale

La station d'épuration est un outil fondamental pour d'une part la protection des milieux aquatiques naturels contre les nuisances provoquées par les matières polluantes charriées par les eaux usées et d'autre part pour la valorisation et la réutilisation de cette ressource en agriculture.

Notre travail s'inscrit dans ce cadre. Il consiste en un dimensionnement d'une station d'épuration à boues activées pour la ville Boussaâda qui est à vocation agricole et qui connaît un déficit hydrique très important.

De ce fait, il est apparu urgent de réduire la consommation et de préserver la ressource en eau souterraine, source d'approvisionnement de la ville Boussaâda, à travers une gestion efficace de tout le cycle de l'utilisation de l'eau, en associant d'autres sources d'approvisionnement non conventionnelles, notamment le traitement des eaux usées.

Dans notre travail, deux variantes ont été étudiées à savoir :

- ❖ La faible charge,
- ❖ La moyenne charge,

Le choix entre les deux variantes dépend de la taille de l'agglomération étudiée, l'impact sur l'environnement, la réutilisation des sous-produits (eaux et boues) et les coûts d'investissement et de fonctionnement de la STEP.

En se basant sur ces critères, nous avons opté pour le procédé d'épuration à boues activées à moyenne charge à cause de l'importante capacité de la STEP dépassant les 300000 E.H pour l'horizon 2031 et 500000 E.H à l'horizon 2046. En addition, le procédé d'épuration à boues activées à moyenne charge assure une bonne qualité de l'effluent rejeté avec des rendements épuratoires satisfaisants et dépassant les 80%.

Toutefois, le fait que la moyenne charge n'assure pas une bonne élimination de la pollution azotée est un facteur qui joue en sa faveur vu que les eaux usées épurées sont destinées pour l'irrigation et que l'azote est un élément nutritif indispensable à la croissance des plantes.

Aussi, nous recommandons que les boues de la station soient valorisées à des fins agricoles sous réserve que leurs caractéristiques soient compatibles avec les exigences de protection de la santé publique et de l'environnement.

Références bibliographiques

ABDELKADER GAID, épuration biologique des eaux urbaines TOME2, office de publication universitaire, Alger, 1984, 260p.

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.

ABIDI SAAD NOUH, MEF : conception de la station d'épuration de la ville d ELBAYADH, ENSH, promotion 2006-2007

AMORCE, Boues de station d'épuration : techniques de traitement, valorisation et élimination, série technique, 2012-36p.

BOURABAH, conception de la station d'épuration de la ville de KHEMIS MILIANA, ENSH, promotion 2007-2008

Commission Européenne, Guide, « Procédés extensifs d'épuration des eaux usées », Office des publications officielles des Communautés européennes, 2001, 41 p.

CSHPF. (1995)., Recommandations sanitaires relatives à la désinfection des eaux usées urbaines, p22.

E. Edeline, L'épuration biologique des eaux : théorie et technologie des reacteurs –Paris : lavoisier-Tec &Doc, 1996.- 303p.

Faby J.A., Brissaud F. (1997)., L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation. Office International de l'Eau, p76.

GAIDE A. Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2, OPU, Alger, 1984, 186p.

HOULI S, thèse : étude des performances épuratoires de la station d'épuration de Béni Merad W. Blida-octobre 1990

Institut Bruxellois pour la Gestion de l'Environnement / Observatoire des Données de l'Environnement, Fiche n°2 « Qualité physico-chimique et chimique des eaux de surface: cadre général», Novembre 2005, 16 p.

M.CARLIER, Hydraulique générale et appliquée : Edition EYROLLS 1986

Marc Satin et Béchir Selmi. Guide technique de l'assainissement, 3^{em} édition, p661.

METAHRI Mohammed Said, Thèse de doctorat, élimination simultanée de la pollution

azotée et phosphorée des eaux usées traités par des procédés mixtes, cas de la STEP Est de la ville de Tizi Ouzou, UMMTO p9.

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

Office international de l'eau, conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\DOCPDA~1\Traitement par boues activées RP F7.doc\05/04/2005

OLIVIER Alexandre, LAGRANGE Cécile et RAYNALD Victor. Station d'épuration des petites collectivités 39p.

Technique de l'ingénieur. Traitement physico chimique de la pollution soluble, volume G1270.

SYPREA. Le recyclage agricole : enjeux, contraintes et avenir juillet 1997.

Yves PIETRASANTA, Daniel BONDON, le lagunage écologique: Edition Economica 1994.

Sites consultés

SYPREA. Le recyclage agricole : enjeux, contraintes et avenir juillet 1997.
http://www.gedo.fr/fiche_con_seuil/trait_eau/trait_physico.htm.

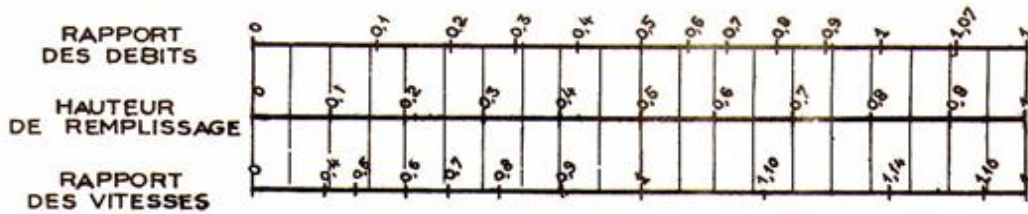
AQUAWAL, « Pollution de l'eau », tiré de www.aquawal.be/xml/liste-IDC-109-.html.

Annexes

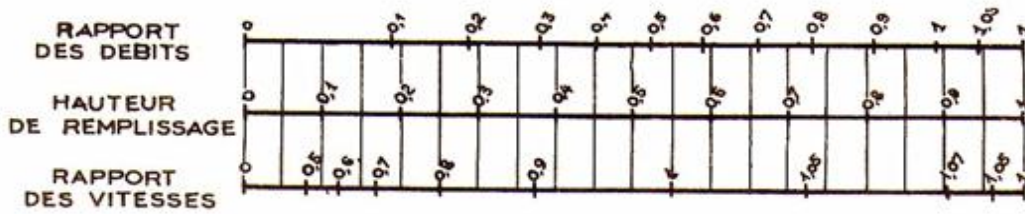
ANNEXE 1

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

