



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M. BOUZIR Halim

M. BOULKHRACHEF Idris

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

Option : **Ouvrages et aménagement hydrauliques**

INTITULE:

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION DE LA VILLE DE M`CHEDALLAH. WILAYA DE BOUIRA

Soutenu le **29/ 06/ 2020** devant le jury composé de :

- Président : Mr BERREKSI Ali
- Promoteur : Mr SAKHRAOUI Fouad
- Examineur : Mr SAOU A/Hamid

Remerciements

En premier lieu, nous tenons tout d'abord à remercier Dieu pour nous avoir donné la force et le courage pour pouvoir réaliser ce travail.

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier notre promoteur monsieur **SAKHRAOUI Fouad** pour son aide appréciable, sa disponibilité, et ses conseils fructueux pour la réalisation de notre travail.*

*Nous tenons également à remercier :
Tous nos enseignants du département d'hydraulique
Tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans
l'élaboration de ce modeste travail.*

Nos remerciements aussi à tous les membres de jury d'avoir accepté de juger ce travail.

Merci à tous

Dédicaces

Nous dédions ce travail à :

Nos chers parents.

Nos frères et sœurs.

Nos amis.

Nos collègues de promotion.

Et nous dédions aussi toutes les personnes que nous
aimons.

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1.Présentation de la zone d'étude.....	2
I.2.Caractéristiques naturelles.....	3
I.2.1.Relief.....	3
I.2.2.Réseau Hydrographique.....	4
I.3.Situation climatique.....	4
I.3.1.Température.....	4
I.3.2.Vent.....	5
I.3.3.Humidité relative.....	7
I.3.4.L'ensoleillement.....	7
I.3.4.Evaporation.....	8
I.3.5.Précipitations.....	9
I.4.Etude démographique.....	10
I.4.1.Estimation de la population future.....	11
I.5.Les équipements.....	12
I.5.1.Infrastructures Socio-économiques.....	12
I.5.2.Équipements Sanitaires.....	12
I.5.3.Équipements Socio- culturels.....	12
I.5.4.Équipements sportifs et loisirs.....	13
I.5.5.Inventaire des industries existantes.....	13
I.6. Situation hydraulique.....	13
I.6.1.Ressources hydriques.....	13
I.6.2.Assainissement.....	14
I.7.Estimation des besoins en eau futurs.....	14
I.7.1.Besoins en eau des habitants.....	14
I.7.2.Besoins en eau des équipements.....	15

I.8.Conclusion.....	19
---------------------	----

Chapitre II : Procédés d'épuration des eaux usées

Introduction.....	20
II.1. Prétraitement.....	20
II.1.1.Dégrillage.....	21
II.1.2.Dessablage déshuilage.....	23
II.1.3.Le dégraissage.....	24
II.1.4.La dilacération.....	24
II.1.5.Le tamisage.....	24
II.2.Traitement primaire.....	24
II.2.1.Décantation.....	25
II.2.2.2.Coagulation-floculation.....	27
II.3.Traitement secondaire (traitement biologique).....	27
II.3.1.Classification des procédés d'épuration biologique.....	27
II.3.1.1. Les procédés extensifs ou naturels.....	27
II.3.1.2. Les procédés intensifs ou artificiels.....	32
II.4. Désinfection.....	35
II.5. Epaissement.....	35
II.6.Stabilisation.....	36
II.7. Déshydratation.....	36
II.8. Paramètres de dimensionnement.....	36
II.9. Conclusion.....	37

Chapitre III : Etude préliminaire

Introduction.....	38
III.1.Estimation des charges.....	38
III.1.1.Les charges hydrauliques.....	38
III.1.1.1.Calcul des débits des eaux usées domestiques.....	38
III.1.1.2.Calcul des débits des eaux usées des équipements.....	39
III.1.1.3.Calcul du débit total rejeté.....	40

III.1.1.4.Calcul de débit de pointe.....	40
III.1.1.5.Capacité de la future STEP.....	42
III.1.2.Evaluation des charges polluantes.....	43
II.1.2.1.La charge moyenne journalière en DBO5.....	43
III.1.2.2.La charge moyenne journalière en MES.....	43
III.1.2.3.MVS (matière volatile sèche).....	44
III.1.2.4. MM (matières minérales).....	44
III .2.Identification du site d’implantation de la future STEP.....	45
III.2.1.Le choix de site.....	45
III.3.Le choix de procédé d’épuration.....	46
III.3.1.1. La quantité de pollution.....	47
III.3.1.2.Caractéristique du traitement biologique.....	48
III.4.Présentation de la filière d’épuration (boues activées).....	50
III.5.Conclusion.....	51

Chapitre IV :Dimensionnement de la station d’épuration

Introduction.....	52
IV.1. Dimensionnement des collecteurs de transport des eaux usées vers la STEP.....	52
IV.1.1.Calcul hydraulique.....	53
IV.1.2.Détermination du diamètre du collecteur.....	53
IV.1.2.1.Partie gravitaire.....	53
IV.1.2.1.1.Diamètre du collecteur N°1.....	53
IV.1.3.Dimensionnement de la station de relevage.....	56
IV.1.3.1.Détermination des pertes de charge.....	56
IV.1.3. 2.Choix du type de pompe.....	57
IV.1.4.Dimensionnement de la bêche.....	58
IV.2.Dimensionnement des ouvrages de la Station d’épuration.....	59
V.2.1.Prétraitement.....	59
IV.2.1.1. Dimensionnement des Dégrillages.....	59
IV.2.1.2. Dessablage – déshuilage.....	64
IV.2.2.Traitement primaire (décanteur primaire).....	69
IV.2.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire.....	69
IV.2.2.2.Calcul de la quantité des boues éliminée.....	70

IV.2.3 Le traitement secondaire.....	72
IV.2.3.1 Dimensionnement du bassin d'aération.....	72
IV.2.3.2 Besoins théoriques en oxygène.....	74
IV.2.3.3 Calcul des caractéristiques de l'aérateur.....	76
IV.2.3.4 Bilan de boues.....	77
IV.2.4. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	81
IV.2.4.1 Dimensionnement de clarificateur.....	81
IV.2.5 Traitement tertiaire (désinfection).....	85
IV.2.5.1. Dose du chlore à injecter.....	85
IV.3. Dimensionnement.....	86
IV.3.1. L'épaississeur.....	86
IV.3.2. Digesteur aérobic.....	89
IV.3.3. Lits de séchage.....	91
IV.3.4. Conclusion.....	93
Conclusion générale.....	94
Bibliographie.....	95

Liste des tableaux

Tableau I.1: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales.....	4
Tableau I.2: Vitesses mensuelles du vent moyennes et maximales ainsi que le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s.....	5
Tableau I.3 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction.....	6
Tableau I.4: Vitesses maximales fréquentielles.....	6
Tableau I.5: Humidité mensuelles moyennes (%).....	7
Tableau I.6 : Ensoleillement mensuel moyen (heures).....	7
Tableau I.7 : Évaporations mensuelles et annuelles.....	8
Tableau I.8 : Caractéristiques de la station pluviométrique.....	9
Tableau I.9: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle.....	9
Tableau I.10 : L'évaluation de la population de la zone d'étude a été faite sur la base des données statistiques du dernier recensement.2019.....	10
Tableau I.11: Évolution de la population future (2019-2020-2035-2050).....	11
Tableau I.12 : Éducation et Formation.....	12
Tableau I.13: Activités industrielles.....	13
Tableau I.14: consommations en eau de la zone d'étude.....	14
Tableau I.15: consommation des différents équipements a M'Chedallah.....	15
Tableau I.16: consommation des différents équipements a BOUAKLENE.....	16
Tableau I.17: consommation des différents équipements a RAFFOUR.....	17
Tableau I.18: consommation des différents équipements a AHNIF.....	18
Tableau I.19: Consommation a l'horizon de 250.....	18
Tableau II.1: Récapitulatif des avantages et inconvénients des cultures fixes sur support fin et Le lagunage.....	30
Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des procédés intensifs.....	34
Tableau III.1 : Variation des besoins domestiques et des rejets des centres M'Chedallah, Rafour, Ahnif et Bouaklen pour les différents Horizons.....	39
Tableau III.2: Variation des besoins des besoins et des rejets d'équipements des centres : M'Chedallah, Rafour, Ahnif et Bouaklen pour les différents Horizons.....	39

Tableaux III.3: Rejet total en eaux usées.....	40
Tableau III. 4: les débits de pointes en temps sec et au temps de pluie pour les différents horizons.....	41
Tableau III. 5: les débits moyens horaires pour les différents horizons.....	42
Tableau III. 6: le nombre d'équivalent habitants pour les différents horizons.....	43
Tableau III.7 : les différentes charges polluantes pour les deux horizons.....	45
Tableau III.8 : avantages et inconvénients des différents procédés d'épurations.....	48
Tableau III.9: Avantages et inconvénients des différents procédés.....	50
Tableau IV.1: Repartition des debits.....	53
Tableau IV.2 : Résultat de calcul du diamètre.....	55
Tableau IV.3: calcul des pertes de charge.....	56
Tableau IV.4: Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement.....	57
Tableau IV.5 : caractéristique de la bêche de réception.....	58
Tableau IV.6: donnés de bases.....	69
Tableau IV.7: Espacement et épaisseur des barreaux.....	60
Tableau IV.8 : les données de base de dimensionnement du dégrilleur grossier.....	61
Tableau IV.9: les données de base de dimensionnement du dégrilleur fin.....	61
Tableau IV.10: les valeurs de γ	62
Tableau IV.11: les paramètres de calcul des pertes de charges de la grille grossière.....	62
Tableau IV.12: les paramètres de calcul des pertes de charges de la grille fine.....	63
Tableau IV.13: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2035.....	64
Tableau IV.14: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2050.....	64
Tableau IV.15 : paramètre a proposé pour le dimensionnement de l'ouvrage.....	65
Tableau IV.16: Pourcentage de MVS.....	66
Tableau IV.17: Dimensionnement du dessableur-déshuileur.....	68
Tableau IV.18: les valeurs de la vitesse limite en fonction de k.....	79
Tableau IV.19: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.....	71
Tableau IV.20: Les valeurs moyennes des paramètres a' et b'	75
Tableau IV.21: Les valeurs moyennes des paramètres am et b.....	78
Tableau IV.22 : Résultats de calcul d'aérateur pour les horizons 2035 et 2050.....	83
Tableau IV.23: Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2050.....	86
Tableau IV.24: Résultats des ouvrages de traitement des boues pour l'horizon 2050.....	92

Liste des figures

<i>Figure I.1</i> : la situation géographique de la Daira M`Chedallah.....	3
<i>Figure I.2</i> : représentation moyennes mensuelles des températures.....	5
<i>Figure I.3</i> :représentation de vitesses mensuelles du vent moyennes et maximales.....	6
<i>Figure I.4</i> :représentation d'humidités mensuelles moyennes (%).....	7
<i>Figure I.5</i> : représentation de L'ensoleillement mensuel moyen (heures).....	8
<i>Figure I.6</i> : représentation de l'évaporation mensuelle (mm).....	8
<i>Figure I.7</i> : variation mensuelle de la pluie annuelle.....	10
<i>Figure II.1</i> : Schéma d'un traitement préliminaire d'une station d'épuration.....	20
<i>Figure II.2</i> :Dégrilleur fixe à chaine sans fin et râteau.....	21
<i>Figure II.3</i> : grille mécanique courbe.....	22
<i>Figure II.4</i> : grille mécanique droite.....	23
<i>Figure II.5</i> :Décanteur cylindro-conique statique sans raclage.....	25
<i>FigureII.6</i> : Décanteur longitudinal à pont racleur.....	26
<i>Figure II.7</i> :Décanteur longitudinal à pont racleur.....	26
<i>Figure II.8</i> :Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel.....	29
<i>Figure II.9</i> :Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel.....	29
<i>Figure II.10</i> :Principe de fonctionnement d'une station à disque biologique.....	32
<i>Figure II.11</i> :Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.....	33
<i>Figure II.12</i> : Synoptique d'une station à boue activée.....	33
<i>Figure III.1</i> : photo sur l'emplacement du site.....	46
<i>Figure III.2</i> : Domaine d'application privilégié.....	47
<i>Figure III.3</i> : la chaine de traitement d'une station par boues activée.....	50

Liste des différents paramètres utilisés

STEP : Station d'épuration

ΔH : Calcul des pertes de charge

a : espacement entre les barreaux (mm)

A : superficie de l'aire considérée [ha]

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.

Cr : coefficient de rejet.

C° : degré Celsius

Cp : coefficient de pointe

d : diamètre (m)

DBO₅ : demande biologique en oxygène

DCO : Demande chimique en oxygène

DRE : Direction des Ressources en Eaux

Dr : diamètre de refoulement

E : Est

e : épaisseur des barreaux (mm)

g : accélération de la pesanteur m/s

H₀ : hauteur de la chute m

H_{dev} : hauteur du seuil du déversoir (m)

Hg : hauteur géométrique

Hmax: altitude maximale(m)

Hmin: altitude minimale(m)

Hmt : La hauteur manométrique totale m

I : pente moyenne du sous bassin [m/m]

J : pertes de charge.

L : longueur de rectangle équivalent (km)

l : largeur minimale du dessableur m

L_0 : La longueur mouillée
 L_d : longueur du divergent
 L_I : La largeur unitaire m
MES : Matière en suspension
SR : Station de relevage
MES : matières en suspension
 N_c : Population de calcul, hab.
 \emptyset : Diamètre mm
O : Fraction occupée par les barreaux
 P_a : La puissance absorbée kw
 P_n : population future [hab]
 P_o : population actuel [hab]
 Q_{rj} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j)
Q : débit en (m^3/s)
 Q_{p16} : débits diurne (m^3/h)
 Q_{dev} : débit diverse (m^3/s)
 Q_m : débit moyen horaire (m^3/h)
 Q_{max} : débits de pointe (m^3/s)
 Q_N : débit moyen nocturne (m^3/h)
 Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie (m^3/s)
 Q_{pp} : débit d'une pompe ou d'un groupe de pompe (m^3/s).
 Q_{su} : quantité de sable unitaire (m^3/s)
 Q_t : débit total prévu dans le collecteur amont ou débit de pointe par temps pluie
 Q_{tr} : débit transit vers la station d'épuration
 Q_{pts} : débit de pointe de temps sec (l/s)
R : ruissellement mm
 Re = nombre de REYNOLDS
 Sh : surface horizontale du bassin (m^2)
 S_u : La section utile m^2
 T_s : temps de séjour.
T : taux d'accroissement annuel de la population
 t_c : temps de concentration(h).
 T_{moy} : température moyenne °c

V : vitesse du liquide dans la conduite (m/s)

V_0 : volume résiduel au fond de la bache nécessaire à l'amorçage des pompes m^3

v_e : vitesse d'écoulement dans le bassin m/s

V_{max} : vitesse d'écoulement maximale (m/s)

V_{sc} : vitesse de sédimentation (m/s)

V_U : volume utile de la bache

β : coefficient de forme du barreaux :

γ : La viscosité cinétique du liquide

η : Le rendement globale %

λ : Coefficient des pertes de charge.

V_{max} : volume maximale de résidus retenus (m^3/j)

V_{min} : volume minimale des résidus retenus (m^3/j)

INTRODUCTION GENERALE

De nos jours la production des eaux usées urbaines générées par les villes augmente avec la croissance démographique et les activités socioéconomiques qui en découlent.

Les eaux usées, sont collectés et rejetés dans un milieu récepteur (l'oued) par des systèmes d'assainissement mais ici on trouve le plus grand et dangereux problème parce qu'avec le développement des pays et le changement des caractéristiques du climat dans le monde, le rejet des eaux usées directement et sans traitement cause des conséquences très dangereuses sur l'environnement et surtout la santé publique, c'est pour ça qu'il faut traiter les eaux usées afin de leur rejeter pour éviter ces dégâts. Le moyen le plus efficace c'est les stations d'épuration qui sont capables avec ces équipements de traiter et dépolluer les eaux usées pour les rendre convenables pour l'environnement ou bien réutilisables dans certains activités comme l'irrigation.

L'Algérie adopte un important programme de réalisation des stations d'épurations depuis les années 80, parce que les problèmes des eaux usées deviennent plus compliqués.

Dans le cadre de notre étude, nous allons concevoir une station d'épuration destinée à traiter les eaux usées de la Daira M'Chedallah.

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

- Dans le premier chapitre, nous présentons la Daira M'Chedallah ainsi que ces différentes caractéristiques (géographiques, démographiques,...).
- Dans le deuxième chapitre, nous citerons les procédés d'épuration.
- Dans le troisième chapitre, l'étude préliminaire
- Le quatrième chapitre nous concevons et dimensionnons la future station d'épuration pour les deux horizons 2035 et 2050

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter la ville de M`Chedallah, en indiquant sa situation géographique et climatique, la situation démographique, la situation hydraulique et la consommation d'eau potable.

I.1.Présentation de la zone d'étude

La Daira M`Chedallah comprend 06 communes : M`Chedallah, Saharidj, Chorfa, Aghbalou, Ath Mansour et Ahnif.

La commune de M`chedallah est située au Nord Ouest de la ville de Bouira . Elle est, pour sa grande partie, montagneuse , Elle se présente donc comme suit :

Un centre Urbain : M`Chedallah chef lieu

Des agglomérations secondaires : Raffour et Bouaklene

Une Zone Eparsée : Aharrach, M`Chedallah plaine, Boumedjbar, Ighilϕuayazith, Allouache, Beni Yekhlef, Oued El Bared.

Le découpage administratif de 1985 situe la commune de M`Chedallah au nord de Oued Sahel, à l'Ouest de Oued El Bared et à l'Est de Oued Ouakour.

Ainsi la future station d'épuration, traitant les eaux résiduelles du chef lieu et des principales localités de la commune de M`Chedallah, est destinée à la protection des eaux de retenue du barrage de Tichy-Haf . C'est dans la perspective de traitement de tous les rejets d'eaux usées de oued Sahel à proximité des localités précédemment citées que nous allons intégrer dans la zone d'étude le chef lieu de la commune de Ahnif.

Notre étude comprendra donc les lieux suivants :

- M`Chedallah chef lieu,
- Raffour et Bouaklene,
- Ahnif chef lieu,

La figure 1 ci-après représente la situation géographique de la ville de M`Chedallah:

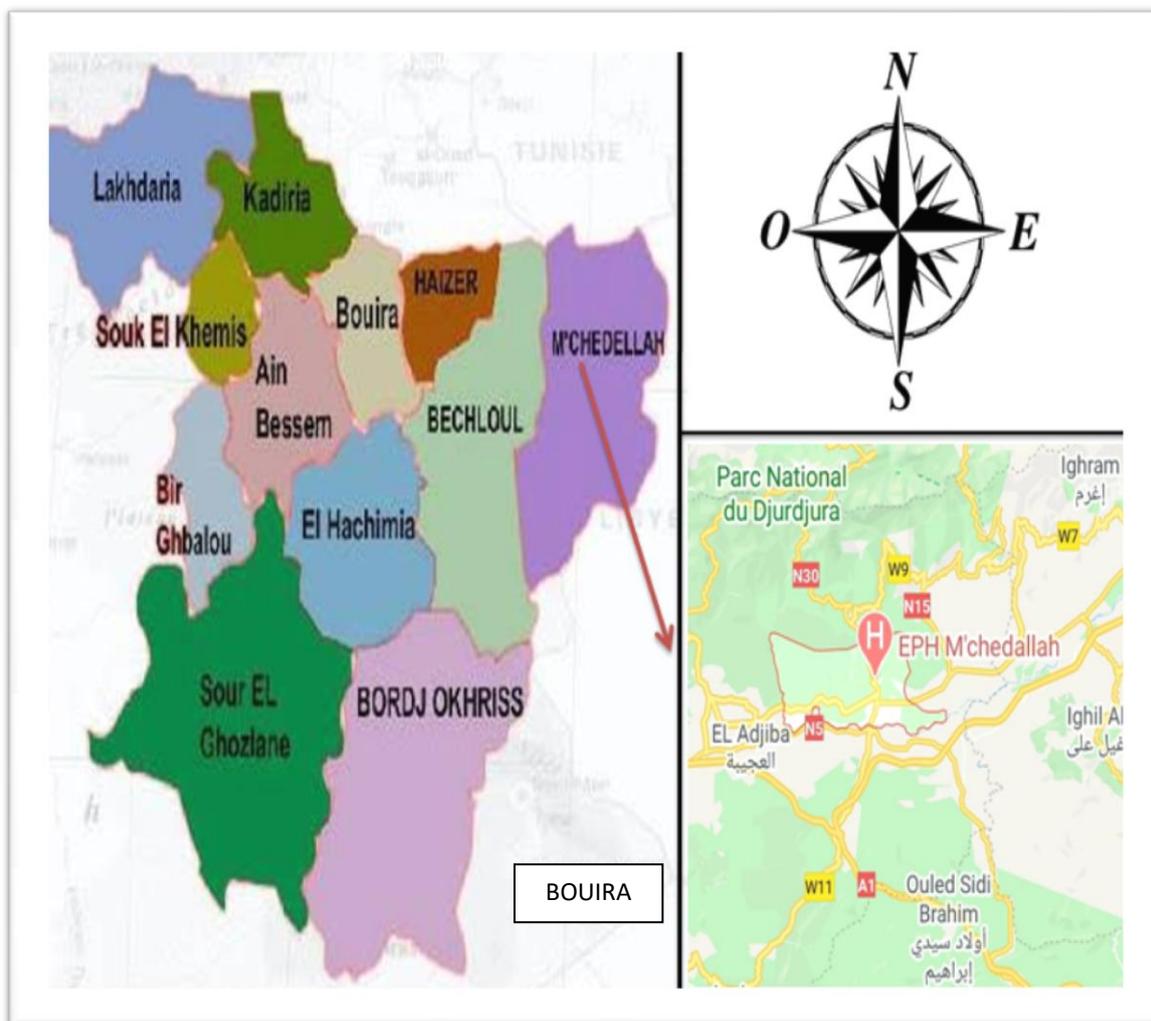


Figure 1.1 : la situation géographique de la Daïra M`Chedallah

I.2 Caractéristiques naturelles

L'élaboration de l'étude hydrologique détaillée, permettra de définir le mieux possible les différentes caractéristiques du milieu naturel et les régimes hydro-pluviométriques de la région.

I.2.1 Relief

La ville de M`Chedallah est divisée en deux parties :

- La partie nord qui constitue l'ancienne ville composée de crêtes et qui comprend Ouled Brahim et le chef lieu de M`Chedallah.
- La seconde partie est une plaine située à une altitude de 400 m composée pour sa grande partie de terres agricoles où se sont développées les deux nouvelles localités de Bouaklen et Baffour

I.2.2 Réseau Hydrographique

Le réseau hydrographique de la ville de M'Chedellah est représenté par les Oueds Sahel et Ouakour et leurs sous bassins versants appartenant principalement au bassin versant de Sahel - Soummam.

I.3 Situation climatiques

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

Le territoire étudié est soumis à un climat méditerranéen typique, caractérisé par l'alternance très régulière d'une saison relativement froide et humide avec une saison chaude et sèche. Son régime thermique est de type semi-aride tempéré..

Les paramètres climatiques mensuels enregistrés dans cette station sont fournies par l'office Nationale de la Météorologie (O.N.M) et sont nécessaires pour bien comprendre les phénomènes climatiques de la région d'étude.

- **Température**

Lastation météorologique de Bouira comprend une série de 27 années soit de 1971 à 1998. Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales

Mois	J	F	M	A	M	J	JU	A	S	O	N	D	Moy.ann
T_{moy}	8.6	9.2	10.6	13.0	16.8	22.1	26.2	26.4	22.5	17.5	12.6	9.8	16.3
T_{max}	17,1	18	21,3	23,1	28,2	33,3	38,7	39,8	37,1	29,4	24,9	22,3	39,8
T_{min}	1,4	2,3	2,4	3,1	5,1	8,1	9,1	11,7	10,5	7,8	4,1	2,4	1,40

Source (l'Office Nationale de la Météorologie (O.N.M))

Les mois les plus chauds sont Juin, Juillet, Août et Septembre où la température moyenne varie entre 22,10 et 26,40 °C, les mois les plus froids sont Décembre, Janvier et Février, où la température moyenne oscille entre 8,60 °C et 9,80 °C

L'écart de températures entre l'été (Août) et l'hiver (Janvier) est environ de 18 °C en moyenne. La température moyenne inter-annuelle varie dans les limites de 14,80 °C jusqu'à

17,20 °c

Les valeurs de température mensuelles moyenne, minimal et maximale sont représentées dans la figure I.2 suivante :

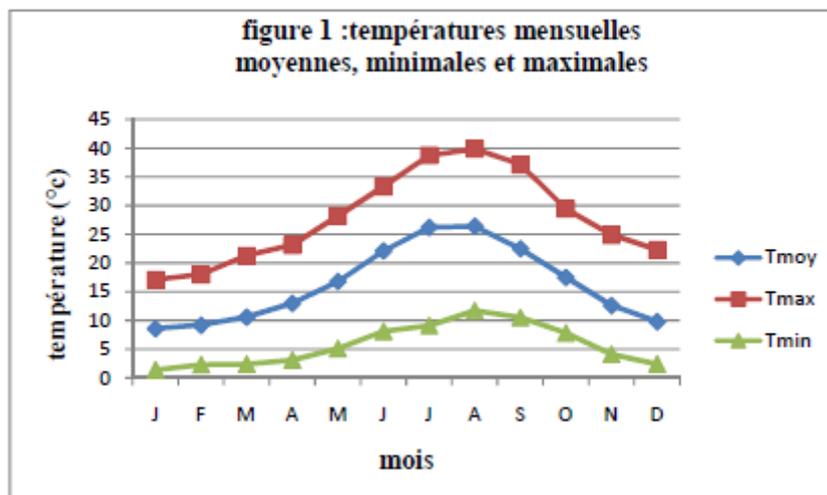


Figure I.2 : représentation moyennes mensuelles des températures

- **Vent**

Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction, il est facteur important dans l'élaboration du système de protection de la station d'épuration.

Les vitesses mensuelles du vent moyennes et maximales ainsi que le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s enregistrées à la station de Bouira sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I.2: Vitesses mensuelles du vent moyennes et maximales ainsi que le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy.
V_{moy}	3,6	3,3	3,8	4,0	3,7	4,1	3,7	3,4	3,4	3,2	2,9	3,2	3,5
V_{max}	23	25	21	23	22	29	22	25	22	20	21	21	23

Source (l'Office Nationale de la Météorologie (O.N.M))

L'analyse de ce tableau montre une variabilité relative des vitesses tout le long de l'année. Elles restent faibles durant le trimestre d'octobre jusqu'à décembre, et plus fortes pendant la période de mars, avril, mai, juin et juillet.

Les valeurs de vitesses mensuelles du vent moyennes et maximales sont représentées dans la figure I.3 suivante :

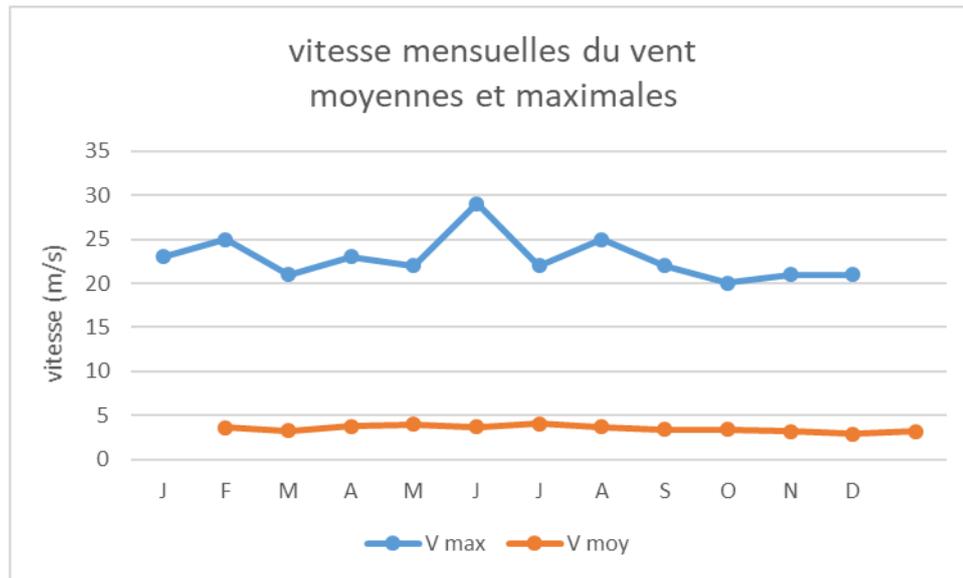


Figure I.3 :Représentation de vitesses mensuelles du vent moyennes et maximales

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 3,5 m/s et les vitesses moyennes mensuelles sont comprises entre 2,9 m/s et 4,1 m/s. La moyenne inter-annuelle des vitesses maximales du vent mesurées à la station de Bouira est de 23 m/s. Elle peut atteindre 29 m/s.

En ce qui concerne la direction des vents et leurs fréquences, nous avons pris les données de la station de M'Chedellah pour représenter notre zone d'étude. Voir tableau suivante :

Tableau I.3 : Fréquence moyenne inter-annuelle des vents par leur direction.

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Fréquence (%)	4,6	13,3	9,6	22	4,8	17,3	32	3,3

Source (l'Office Nationale de la Météorologie (O.N.M))

D'après les données du tableau ci-dessus les vents prédominants sont ceux de l'Est et l'Ouest.

Une analyse fréquentielle des vitesses de vent maximales observées à Bouira a été effectuée par la méthode statistique de Gumbel qui a donné la vitesse maximale du vent, susceptible d'être observée une fois sur (n) nombre d'années.

Les résultats du traitement statistique sont regroupés au tableau suivant:

Tableau I.4: Vitesses maximales fréquentielles

Fréquence (%)	50	80	90	95	98	99
Période de retour (an)	2	5	10	20	50	99
Vitesse max (m/s)	22	25	26	27	29	31

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

- **Humidité relative**

Les données d'humidité relative mensuelles moyennes sont présentées au tableau suivant :

Tableau I.5: Humidité mensuelles moyennes (%)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Humidité %	79	82	72	68	61	57	49	50	64	72	78	82	68

Source (l'Office Nationale de la Météorologie (O.N.M))

La moyenne annuelle de la région est de 68 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en Décembre, Janvier et Février (79 à 82 %) et minimales en Juillet (49 %).

Les valeurs d'humidité relative mensuelles moyennes sont présentées dans la figure I.4 suivante :

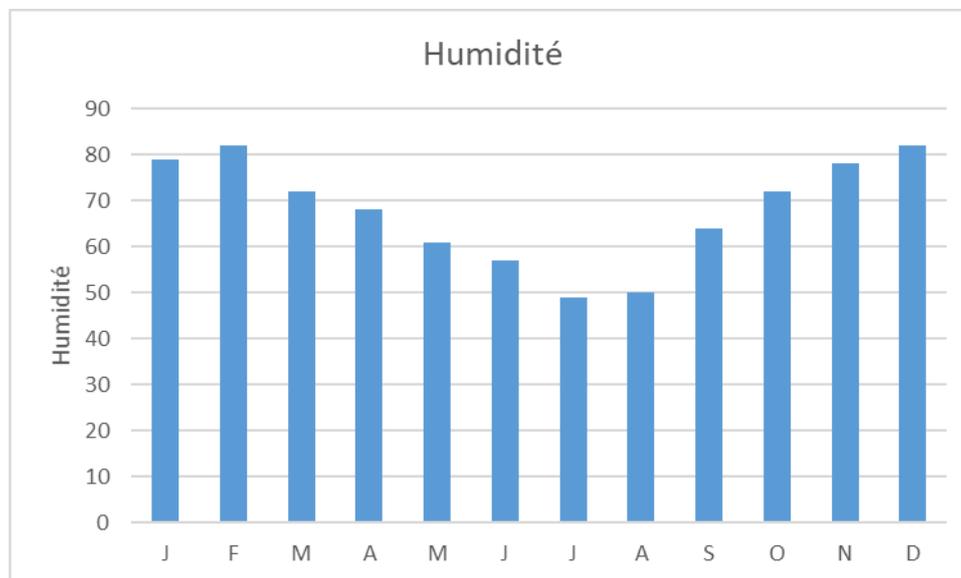


Figure I.4 :représentation d'humidités mensuelles moyennes (%).

- **Ensoleillement**

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées au tableau suivant :

Tableau I.6 :Ensoleillement mensuel moyen (heures)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
178	187	227	251	300	322	346	310	259	224	189	175	2 967

Source (l'office Nationale de la Météorologie (O.N.M))

L'analyse de ce tableau met en valeur l'importance de l'ensoleillement de cette zone, soit 2.967 heures par an (8,1 heures/ j).

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées dans la figure I.5 suivante :

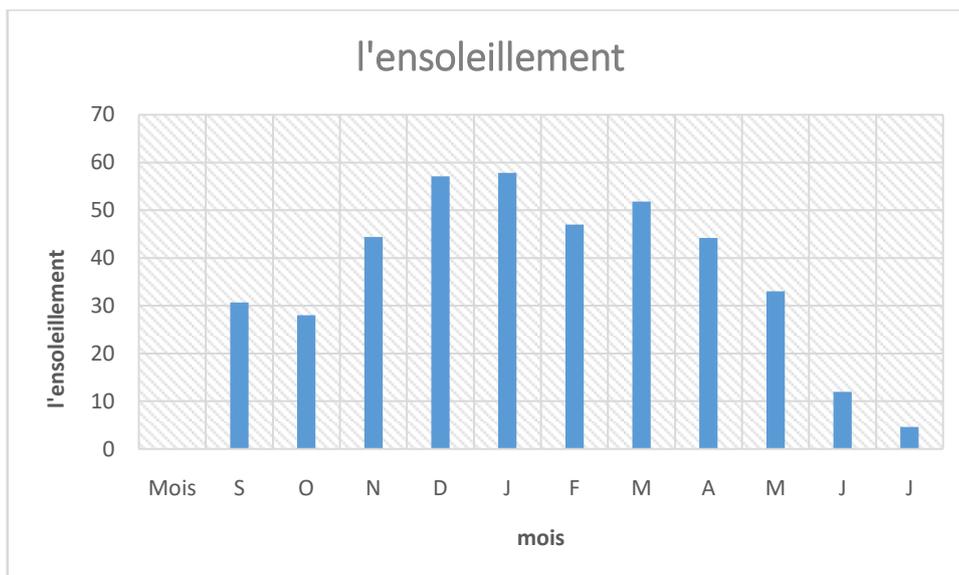


Figure I.5 : représentation de L'enseillement mensuel moyen (heures).

- **Évaporation**

Cette évaporation est mesurée sous abri à l'évaporomètrePiche de la station de Bouira.

Tableau I.7 :Évaporations mensuelles et annuelles

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
79	75	113	135	186	261	339	312	203	152	96	73	2 023

Source (l'office Nationale de la Météorologie (O.N.M))

Nous constatons qu'en toute logique l'évaporation est importante aux mois de juin, juillet et août et elle est faible aux mois de décembre, janvier et février.

Les valeurs de l'évaporation mensuelle et annuelle de la ville M'Chedallah sont regroupées dans la figure 6 suivant :

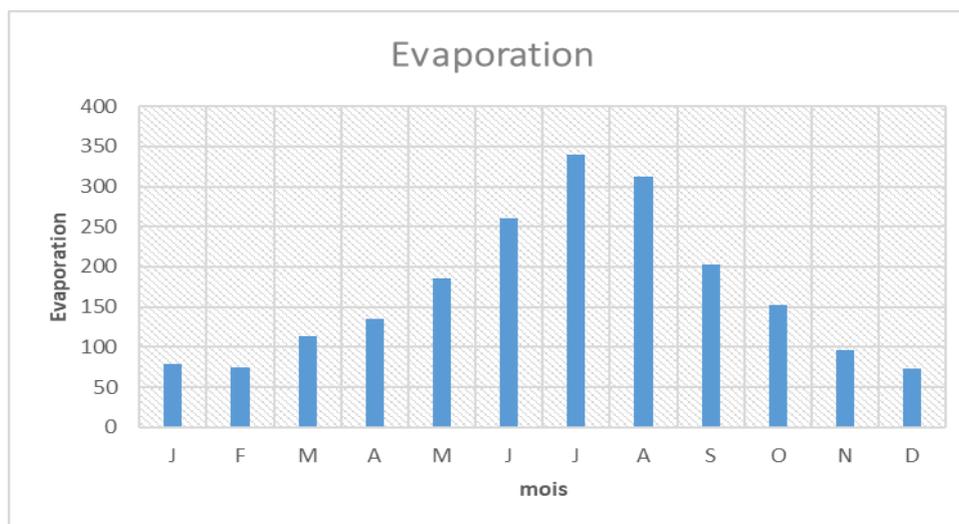


Figure I.6 : représentation de l'évaporation mensuelle (mm)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

• Précipitations

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale pour les aménagistes afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques comme les égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales, ainsi que le coût des réseaux de drainage.

Nous avons également eu recours à la station pluviométrique la plus proche qui est celle de Bouira (150208) et qui ne présente pas de lacunes dans ce contexte voir le tableau suivante :

Tableau I.8 : Caractéristiques de la station pluviométrique

Code de la station (m)	Nom de la station	Coordonnées Lambert		Altitude	Période de fonctionnement	Nombre d'années
		x	y			
150208	Bouira	616,00	337,20	520	1970/1971 - 2000/2001	31

Tableau I.9: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année	
Pluie	mm	30,7	28,0	44,4	57,1	57,8	47,0	51,8	44,2	33,0	12,0	4,6	9,7	420,4
	%	7,3	6,7	10,5	13,5	13,8	11,2	12,3	10,5	7,9	2,9	1,1	2,3	100,0

Source (l'office Nationale de la Météorologie (O.N.M))

On remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de janvier 57,8 mm, tandis que le minimum est atteint au mois de juillet avec 4,6 mm

Les valeurs des précipitations mensuelle de la pluie moyenne annuelle dans la figure 7 suivant :



Figure I.7 : variation mensuelle de la pluie annuelle

I.4 Etude démographique

La population et son évolution dans le temps présente un facteur prédominant dans l'estimation de la qualité d'eau usée à traiter. D'après le recensement de 2008, le nombre d'habitant est de l'ordre de 49224 habitants

Tableau I.10 : L'évaluation de la population de la zone d'étude a été faite sur la base des données statistiques du dernier recensement 2008.

Horizons	2008
Population la Ville de M'Chedallah	25253
BOUAKLEN	6710
RAFFOUR	7355
Ahnif chef lieu	9906
Total	49224

Source: (Estimation DPAT(Population 2019))

I.4.1. Estimation de la population future

La population de M'Chedallah connaîtra une tendance dans son évolution future suivant la formule du taux d'accroissement exponentielle :

$$P = P_0 (1+T)^n$$

Avec :

P = Population future ;

P₀ = Population résidente à l'année considérée comme référence ;

n = Nombre d'année séparant l'année de référence et l'année prise en compte ;

T = taux d'accroissement 1.05% (Source : PDAU) ;

En utilisant le recensement P.D.A.U 2008 avec un taux d'accroissement de 1,05 %, l'estimation de la population futur aux différents horizons du calcul sont reportes dans le tableau suivant :

Tableau I.11: Évolution de la population future (2008-2020-2035-2050)

Horizons	2008	2020	2035	2050
Population la Ville de M'Chedallah	25253	28625	33480	39158
BOUAKLEN	6710	7606	8896	10405
RAFFOUR	7355	8337	9751	11405
Ahnif chef lieu	9906	11229	13134	15362
Total	49224	55797	65261	76330
taux d'accroissement	1.05			

I.5. Les équipements

Les services et équipements grands consommateurs d'eau et qui peuvent constituer une source de pollution hydrique sont définis comme suit.

5.1. Infrastructures Socio-économiques

Tableau I.12 : Éducation et Formation

Infrastructures socio-économiques (Éducation et Formation)	Nombre d'élèves	Nombre d'établissements
Enseignement premier et second cycle	3444	89
Enseignement troisième cycle		52 classes
Enseignement Secondaire		74 classes
Centre de formation professionnel		10 classes

(Source: A.P.C de M`Chedallah)

5.2. Équipements Sanitaires (Source DSP)

La commune de M`Chedallah possède les équipements sanitaires suivants:

- 60 lits d'hôpital au chef lieu;
- Une (01) polyclinique au chef lieu ;
- Quatre (04) salles de soins;
- Trois (03) centres de santé.

5.3. Équipements Socio- culturels

Il existe, dans la commune de M`chedallah, ce qui suit :

- Une agence postale ;
- Une agence bancaire ;
- Deux agences d'assurances ;
- Une unité de protection civile ;
- Un centre culturel bibliothèque ;
- Une maison de jeunes ;
- Un cinéma.

5.4. Équipements sportifs et loisirs :

Actuellement il existe :

- Un stade communal ;
- Un espace de jeux a proximité du Lycée Nasserline M`Chedallah ;
- Une salle EPS.

5.5. Inventaire des industries existantes

Il existe au niveau du chef-lieu une zone d'activité, qui se situe au Nord-Ouest de la ville; les activités industrielles qui y sont implantées sont les suivantes :

Tableau I.13 : Activités industrielles

N°	Désignation des activités industrielles
01	Dix (10) Huileries consommation totale : 20 m ³ /h
02	Une (01) Fabrique de jus consommation totale : 0,04 l/s
03	Quatre (04) stations de lavage et graissage consommation totale : 0,12 l/s

(Source : APC de M`Chedallah)

I.6. Situation hydraulique

La situation hydraulique comprend les ressources hydriques et l'assainissement.

I.6.1. Ressources hydriques

La ville de M`chedallah est alimentée par la source de ANSAR Aberkane. Son débit varie largement de l'hiver à l'été, le débit minimal qui a été enregistré est de 120 l/s.

La source d'eau a ANSAR Aberkane alimente deux réservoirs, le premier de 400 m³ qui va vers la commune de Saharidj, avec une conduite en fonte de DN 400, le second de 2000 m³ avec une conduite en fonte de DN 350 qui à son tour alimente un autre réservoir de 600 m³ par une conduite en acier de DN 200 qui se remplit avec une fréquence de 4 heures.

Ce dernier alimente principalement trois régions dont la région de M`chedallah, Zouzamen et Bouaklène, l'équivalent de 1474 abonnés dont le volume brut journalier est de 3600 m³/j.

Si on considère que le taux de fuite et de gaspillage sur le volume brut est de 50% et que la consommation des équipements est de 25% de la consommation domestique, le volume net consommé sera de : 1440 m³/j.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Il existe également une autre source en eau potable : Le champ captant d'Oued Sahel (non loin d'AHNIF). Ce champ captant alimente actuellement la localité de Raffour par deux forages, le troisième étant destiné à l'alimentation du chef lieu de la commune d'Ahnif avec un débit total de 30 l/s.

I.6.2. Assainissement

Le réseau d'assainissement de la ville de M'CHEDELLAH est de type unitaire dense avec un diamètre de collecteurs variant de \varnothing 300 à \varnothing 1000, couvrant pratiquement la totalité de la ville avec un taux de raccordement supérieur à 90 %.

Le réseau d'assainissement de la ville de Bouaklene se raccorde au collecteur \varnothing 1000 de M'Chedellah pour former un collecteur principal \varnothing 1200. Ce collecteur traverse la route nationale RN 26 vers le rejet qui se fait actuellement dans l'oued Sahel (Photo N°1-2).

Quant à la ville de Raffour, le réseau couvre tout le périmètre de la localité, il est de type unitaire avec des buses en béton armé de diamètre variant de \varnothing 300 à \varnothing 800. Deux collecteurs en \varnothing 800 aboutissent dans un collecteur en \varnothing 1000, ce dernier rejoint le rejet (Photo N°2) qui se fait actuellement dans l'oued Sahel.

L'agglomération de la ville Ahnif produit 2 rejets qui s'effectuent sur l'oued Sahel à environ 50 m l'un de l'autre.

I.7. Estimation des besoins en eau futurs

I.7.1. Besoins en eau des habitants

Tableau I.14: consommations en eau de la zone d'étude

Horizons	2008	2020	2035	2050
Nombres d'Habitants	49224	55797	65261	76330
Dotation l/J/hab.	150	150	150	150
Consommation journalière (m^3/j)	7383.60	8369.55	9789.15	11449.50

Avec :

- $Q_j = N * Dot$ - Dot : dotation (l/j/habitant)

- Q_j : consommation journalière (m^3/j)

- N : population

I.8.2. Besoins en eau des équipements

Les tableaux suivants donnant les dotations nécessaires pour le calcul des débits de consommation des différents équipements.

- *Chef lieu de M'Chedallah*

Tableau I.15: consommation des différents équipements de M'Chedallah

Consommation	Dotation	Capacité	Consommation totale
Équipements sanitaires :			
Un Hôpital	500l/lit/j	60 lits	30m ³ /j
Une polyclinique	50 l/patient/j	100 patients	5m ³ /j
Équipements Commerciaux :			
Un point de vente ERIAD			
Un point de vente EDIPAL	20 l/per /j	10 personnes	0,2m ³ /j
Un point de vente SNIC	20 l/per /j	5 personnes	0,1m ³ /j
Un point de vente EDIMED	20 l/per /j	5 personnes	0,1m ³ /j
Un point de vente SEMPAC	20 l/per /j	5 personnes	0,1m ³ /j
Un point de vente	20 l/per /j	10 personnes	0,2m ³ /j
DIPROCHIM	20 l/per /j	5 personnes	0,1m ³ /j
Un point de vente EDIMCO	20 l/per /j	5 personnes	0,1m ³ /j
Cafés et restaurants	40 l/client /j	200 personnes	8m ³ /j
Un Parc communal	40 l/véhicule /j	100 véhicules	4m ³ /j
Sonelgaz	20 l/per /j	10 personnes	0,2 m ³ /j
Un Marché hebdomadaire	3 l/ m ³ /j	3personnes	9m ³ /j
Un Centre commercial	3 l/ m ³ /j	30personnes	90m ³ /j
Équipements religieux :			
Une Mosquée	10 l/per /j	Forfait	10m ³ /j
Équipements culturels :			
Un Cinéma	20l/spectateur/j	100 spectateurs	2m ³ /j
Un Centre culturel	30l/lecteur/j	30 lecteurs	0,9m ³ /j
bibliothèque	30l/jeune/j	30 jeunes	0,9m ³ /j
Une Maison de jeunes	10 l/usager/j	50 jeunes	0.5 m ³ /j
Équipements sportifs :			
Un Stade communal	20 l/sportif/j	1000 usagers	20m ³ /j
Une Salle EPS	20 l/élève/j	100 sportifs	2m ³ /j
Équipements scolaires :			
Trois écoles primaires	20 l/élève/j	700 élèves	14m ³ /j
Deux lycées	20 l/ élève/j	650 élèves	13m ³ /j
Une annexes CFP	4 l/ha/j	50 stagiaires	1m ³ /j
Équipements administratifs			
Siège de la daïra	20 l/per /j	20 personnes	0,4m ³ /j
APC	20 l/per /j	30 personnes	0,6 m ³ /j
Gendarmerie	100 l/per /j	50 personnes	5 m ³ /j
Agence postale	20 l/per /j	20 personnes	0,4m ³ /j
Agence bancaire	20 l/per /j	10 personnes	0,2m ³ /j
Agence d`assurance	20 l/per /j	10 personnes	0,2m ³ /j
Unité de protection civile	100 l/per /j	20 personnes	02m ³ /j
District des forêts	50 l/per /j	10 personnes	0,5m ³ /j
Centrales téléphonique	20 l/per /j	10 personnes	0,4m ³ /j
Domaines	20 l/per /j	20 personnes	0,4m ³ /j
Sureté nationale	20 l/per /j	20 personnes	0,4m ³ /j
CASORAL	20 l/per /j	20 pers	0,4m ³ /j
Total			185,8 m³/j

• **BOUAKLENE**

Tableau I.16: consommation des différents équipements de BOUAKLENE

Consommation	Dotation	Capacité	Consommation totale
Équipements Commerciaux :			
Un Centre commercial	3 l/ m ³ /j	10 personnes	30
Cafés et restaurants	5 l/per/j	100 clients	0.5 m ³ /j
Équipements religieux :			
Une Mosquée	10 l/per /j	Forfait	10 m ³ /j
Équipements sportifs :			
Un Stade communal	10 l/per /j	10 personnes	0,1 m ³ /j
Équipements scolaires :			
Une école primaire	20 l/per /j	400 élèves	8 m ³ /j
Un lycée	20 l/per /j	300 élèves	6 m ³ /j
CFPA	20 l/per /j	200 élèves	4 m ³ /j
Espaces verts :			
Une ferme	5 l/m ² /j	0,5 ha	5 m ³ /j
Équipements administratifs :			
Gendarmerie	5 l/per /j	50 personnes	5 m ³ /j
Agence d`assurance	5 l/client /j	10 personnes	0,2 m ³ /j
Total			58 m³/j

- **RAFFOUR**

Tableau I.17:consommation des différents équipements de RAFFOUR

Consommation	Dotation	Capacité	Consommation totale
Équipements Commerciaux :			
Un Centre commercial	3 l/ m ³ /j	10 personnes	30 m ³ /j
Cafés et restaurants	5 l/per/j	1000 clients	5 m ³ /j
Équipements religieux :			
Une Mosquée	10 l/per /j	Forfait	10 m ³ /j
Équipements sportifs :			
Un Stade communal	20 l/sportif/j	1000 usagers	20 m ³ /j
Une Salle EPS	20 l/élève/j	100 sportifs	2 m ³ /j
Équipements scolaires :			
quatre écoles primaire	5 l/per /j	900 élèves	4.5 m ³ /j
Un CEM	5 l/per /j	550 élèves	2.75 m ³ /j
CFPA	5 l/per /j	600 élèves	3 m ³ /j
Espaces verts :			
Une ferme	5 l/m ² /j	0,3 ha	15 m ³ /j
Équipements administratifs :			
Gendarmerie	5 l/per /j	50 personnes	0.25 m ³ /j
Agence postale	5l/ per /j	10 personnes	0,2 m ³ /j
Antenne APC	5 l/ per /j	30 personnes	0,2 m ³ /j
Agence Assurance	5 l/ per /j	10 personnes	0,2 m ³ /j
Dispensaire	5 l/ per /j	10 personnes	0.2 m ³ /j
Total			95 m³/j

- *Chef lieu d'AHNIF*

Tableau I.18: consommation des différents équipements de AHNIF

Consommation	Dotation	Capacité	Consommation totale
Équipements Commerciaux : Cafés et restaurants	40l/per/j	100 clients	4 m ³ /j
Équipements religieux : Une Mosquée	10 l/per /j	Forfait	10 m ³ /j
Équipements sportifs :			
Un Stade communal	20 l/per /j	10 personnes	0,1 m ³ /j
Équipements scolaires :			
Une école primaire	20 l/per /j	500 élèves	10 m ³ /j
Un CEM	20 l/per /j	300 élèves	6 m ³ /j
Espaces verts :			
Une ferme	5 l/m ² /j	0.1 h	5 m ³ /j
Équipements administratifs :			
Gendarmerie	5 l/per /j	50 personnes	5 m ³ /j
Agence d'assurance	5l/client /j	10 personnes	0,2 m ³ /j
Garde communale	5 l/per /j	40 personnes	4 m ³ /j
Salle de soins	5 l/ per /j	10 personnes	0,2 m ³ /j
Total			44,5 m³/j

Par manque de renseignements fiables, nous nous permettons de majorer les rejets industriels et les équipements de 50 % jusqu'à l'an 2019 et de 100 % au delà de 2025.

Tableau I.19: Consommation a l'horizon de 2050

Horizons	Unités	2008	2020	2035	2050
Populations	Hab.	49224	55797	65261	76330
Consommation en eau Des Populations	m ³ /j	7383.60	8369.55	9789.15	11449.50
Consommation en eau Des Équipements	m ³ /j	383.3	574.95	1149.9	2299.8
Total	m ³ /j	7766.9	8944.5	10939.05	13749.3

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons constaté que notre zone d'étude (M'Chedallah) est caractérisé par un climat méditerranéen, un relief de deux natures différentes

Le réseau d'AEP est alimenté par des sources superficielle et des forages, le taux de raccordement est de 50% l'état du réseau est bon, la distribution d'eau en potable se fait 24/24, le réseau de l'assainissement est unitaire et en bon état.

Toutes les eaux usées chargées en matières polluantes qui se déversent à l'air libre et se jettent dans l'oued Sahel sans aucun traitement préalable, entraînant une pollution du milieu récepteur et des problèmes de la santé publique d'où la nécessité de l'installation d'une station d'épuration.

Introduction

Les eaux usées constituent un effluent très chargé en matières polluantes, nuisibles aussi bien au milieu récepteur qu'à la santé humaine.

Pour remédier à cette pollution, l'eau usée doit subir une épuration avant son rejet ou sa réutilisation.

L'épuration des eaux usées comporte les étapes suivantes:

- 1 - prétraitement (dégrillage, dessablage, déshuilage, dégraissage et dilacération)
- 2- traitement primaire
- 3- traitement secondaire (traitement biologique)

II.1 Prétraitement

Les eaux brutes subissent à l'arrivée dans une station d'épuration un certain nombre d'opération mécanique ou physique destinées à extraire le maximum d'éléments dont la nature et la dimension constitueraient une gêne pour un traitement ultérieur. Ces opérations sont :

Le dégrillage, le tamisage, le dessablage, le déshuilage et dégraissage.[1]

Le schéma ci-dessous permet de situer d'une manière succincte les différentes étapes du principe de traitement préliminaire d'une station d'épuration

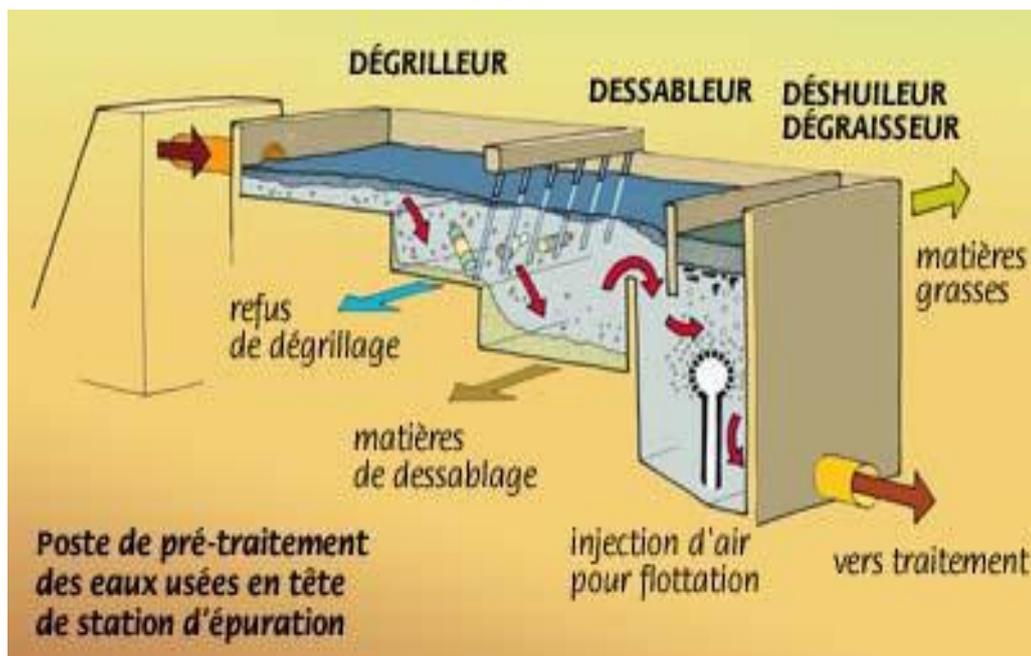


Figure II.1 : Schéma d'un traitement préliminaire d'une station d'épuration

II.1.1 Dégrillage

Le principe du dégrillage consiste en l'insertion d'une grille à travers le courant d'eau usée à prétraiter.

- Les caractéristiques générales d'une installation de dégrillage sont :

a) *Forme et position de la grille*

La grille peut être droite ou courbée ; les grilles droites peuvent être placées en position verticale ou inclinées par rapport au plan horizontal.[1]

b) *Espacement des barreaux*

L'espacement entre les barreaux permet de fixer la taille des déchets à éliminer ; pour cela, on distingue trois types de dégrillage, en fonction de la taille des débris à éliminer :

- 30 à 100 mm : pré dégrillage ;
- 10 à 30 mm : dégrillage moyen ;
- 3 à 10 mm : dégrillage fin.

c) *Vitesse de passage et perte de charge*

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

- Vitesse moyenne de passage : $0.6 \text{ m/s} < V < 1,00 \text{ m/s}$ ou 1.40 m/s en débit maximal
- Pertes de charge : $0.05 \text{ m} < \Delta h < 0.15 \text{ m}$ en eau de consommation et $0.1 \text{ m} < \Delta h < 0.40 \text{ m}$ en eau résiduaire (figure II.2).

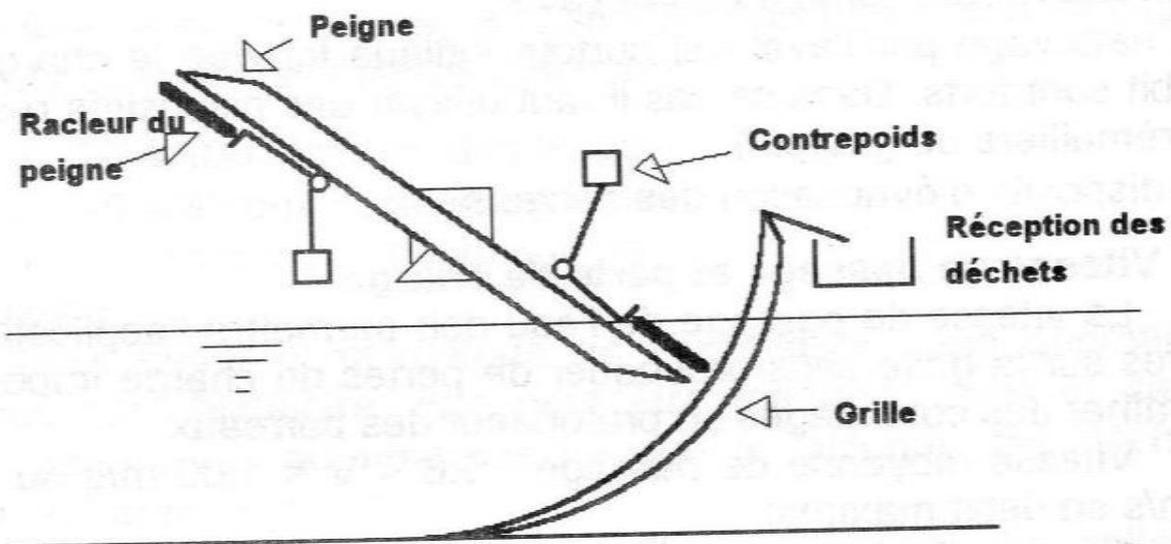


Figure II.2 : Dégrilleur fixe à chaîne sans fin et râteau

d) Nettoyage

Pour éviter le colmatage de l'installation, une opération de nettoyage est obligatoire ; elle peut être manuelle dans le cas des petites stations ou automatique lorsque le volume des déchets à évacuer est important.

e) Evacuation des déchets

Les déchets extraits par le dispositif de nettoyage peuvent être évacués par bac amovible, bande transporteuse ou vis d'Archimède.[2]

- Les différents types des grilles

a) Grilles manuelles : elles sont cependant réservées aux petites stations (<5000habitants). Généralement inclinées par rapport l'horizontale (60° à 80°), le nettoyage s'effectue manuellement à l'aide d'un râteau.[3]

b) Grilles mécaniques : Au de là de 2000 équivalents habitants la station doit être équipée de grilles mécaniques .Elle sont classées en deux catégories.[3]

- **Grilles courbes:** ces grilles sont conçues pour traiter les eaux d'une station traitant 1_0 à 5000 m³/h, constituées de barreaux en fer plat formés en quart de cercle, elles sont nettoyées par un duo râteau tournant ou encore par un système de bielles appliquées contre la grille (figure II.3).

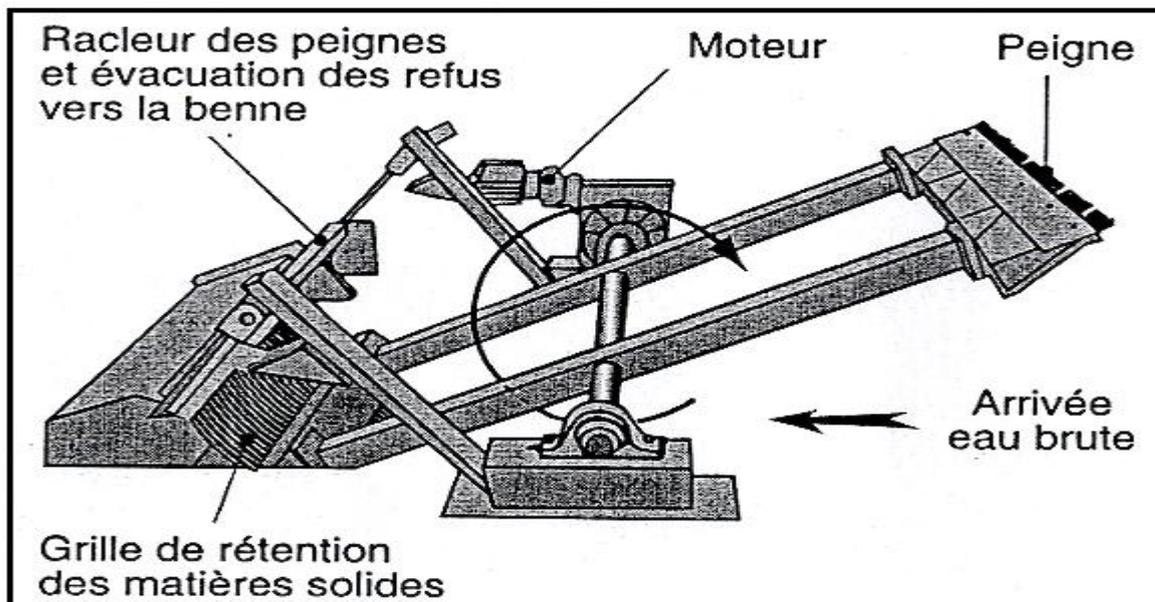


Figure II.3: grille mécanique courbe

Grille droites : fortement relevées sur l'horizontale, parfois même verticales, permettant de couvrir une gamme de débits de 100 à 40 000 m³/h (prise d'eau de surface). Selon la nature des produit, le nettoyage peut être effectué par un dispositif alternatif ou continu (grappins, - râpeaux, racleurs, brosses), et le système, par câble ou par chaîne sans fin (figure II.4).

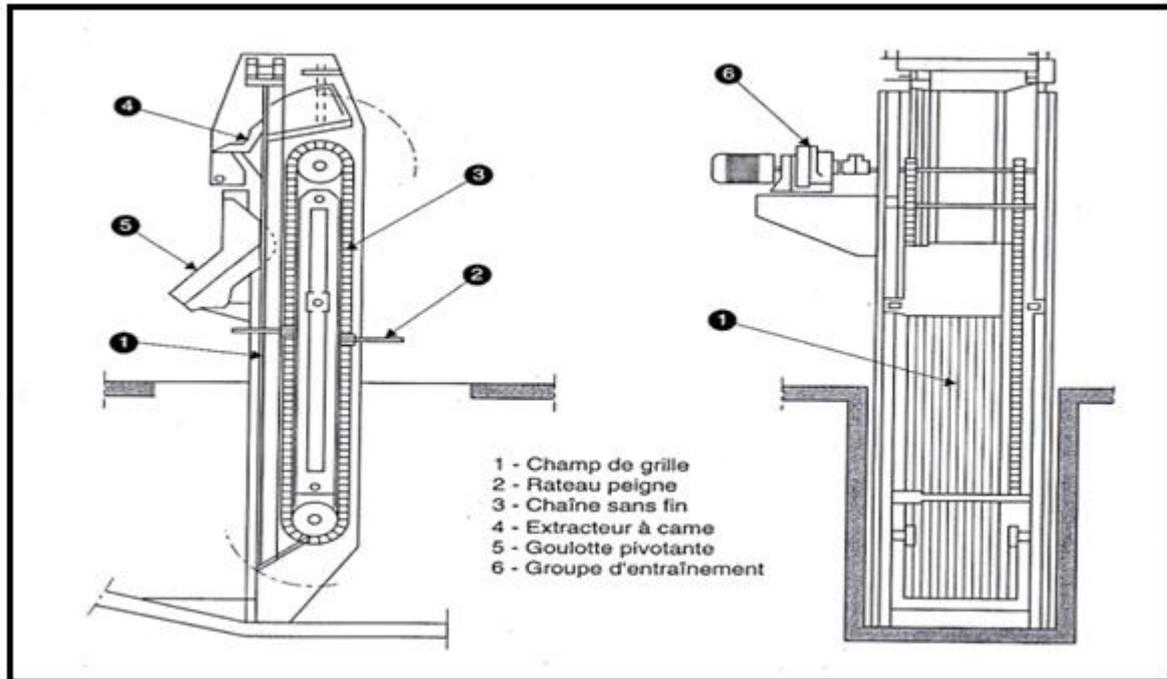


Figure II.4 : grille mécanique droite

II.1.2 Dessablage déshuilage

Le dessablage porte généralement sur des particules de granulométries égales ou supérieures à 200 mm.

Le dessablage et le déshuilage s'effectuent dans un même bassin. L'ouvrage regroupe dans un même ensemble conique :

- 1- Le dessaleur dans la partie inférieure du tronc conique.
- 2- Le déshuileur, aéré dans sa partie centrale est racle mécaniquement par un écumeur pour extraire les graisses et cylindro-flottants à surface.

Le dispositif de dessablage déshuilage profite astucieusement de la différence de densité entre le sable, les graisses et l'eau.

Les sables décantent, tandis que les graisses sont mises en flottation aidés pour cela pour un aérateur immergé diffusant de fines bulles, (notons qu'il faut prévoir une zone de calme pour l'accumulation des écumes), les graisses sont donc évacuées en surface, les sables accumulés

Chapitre II : Procédés d'épuration des eaux usées

dans la partie conique basale sont évacués. Les eaux de l'ouvrage sont évacuées vers l'étape qui suit du traitement.[5]

II.1.3 Le dégraissage

C'est une opération destinée à réduire les graisses et les huiles non émulsionnées par simple sédimentation physique en surface.

Il est évident que les huiles et les graisses présentent de multiples inconvénients dans le traitement biologique ultérieur, tels qu'une mauvaise diffusion de l'oxygène dans le floc bactérien, le bouchage des pompes et canalisations et une acidification du milieu dans le digesteur anaérobie avec toutes les conséquences que cela peut représenter.[4]

II.1.4 La dilacération

Il s'agit d'une opération de broyage des déchets qui sont évacués avec l'eau brute. Ce système nécessite beaucoup d'impératifs liés à la nature des déchets, et à l'efficacité de ce traitement.

Les broyeurs sont de deux types : broyeurs à marteau et tambours à râteau.

L'utilisation de la dilacération revient chère à une station, par la maintenance délicate de ce système, et également par les conséquences d'un mauvais fonctionnement (obstruction des canalisations, engorgement des pompes).[4]

II.1.5 Le tamisage

Le tamisage est en fait un dégrillage poussé, et consiste en une filtration sur toile mettant en œuvre des mailles de différentes dimensions. Il existe un macro-tamisage (mailles supérieures à 0,3 mm) et un micro-tamisage (mailles inférieures à 100 μ)

Le macro-tamisage est le stade le plus important et est destiné à retenir les matières en suspension flottantes, les débris végétaux, les herbes, insectes etc... La charge de la pollution est ainsi réduite et allège la station d'épuration.[4]

II.2. Traitement primaire

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

II.2.1. Décantation

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

La décantation, processus essentiel du traitement primaire, a pour but :

- De retenir une fraction importante de la pollution organique,
- D'alléger la charge du traitement biologique ultérieur,
- De réduire les risques de colmatage des systèmes de traitement biologique par culture fixée (lits bactériens, disques biologiques,...),
- En moyenne elle élimine jusqu' a 80% de MES et 30% à 40% de la DBO5.[7]

II.2.1.1 Les principaux types de décanteurs

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

La figure II.5 représente un décanteur cylindro-conique statique sans raclage

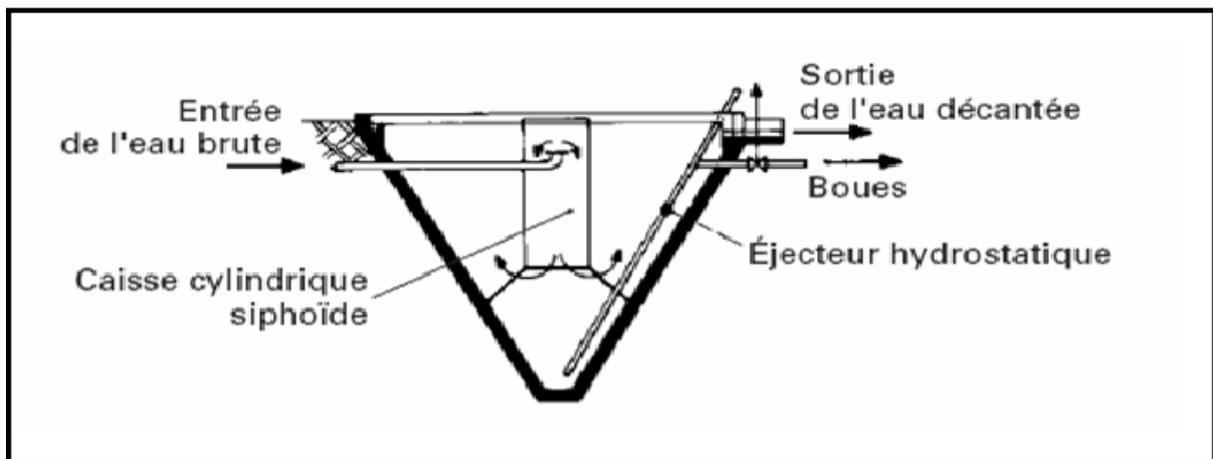


Figure II.5 : Décanteur cylindro-conique statique sans raclage

b) Les décanteurs statiques à raclage mécanique des boues

1) *Décanteurs circulaires*

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

De préférence ce type de décanteur doit fonctionner d'une manière régulière, car les variations de débit provoquent en effet des remous qui font remonter les boues en surface.[6]

Un décanteur circulaire à raclage mécanique est représenté sur la figure (II.6).

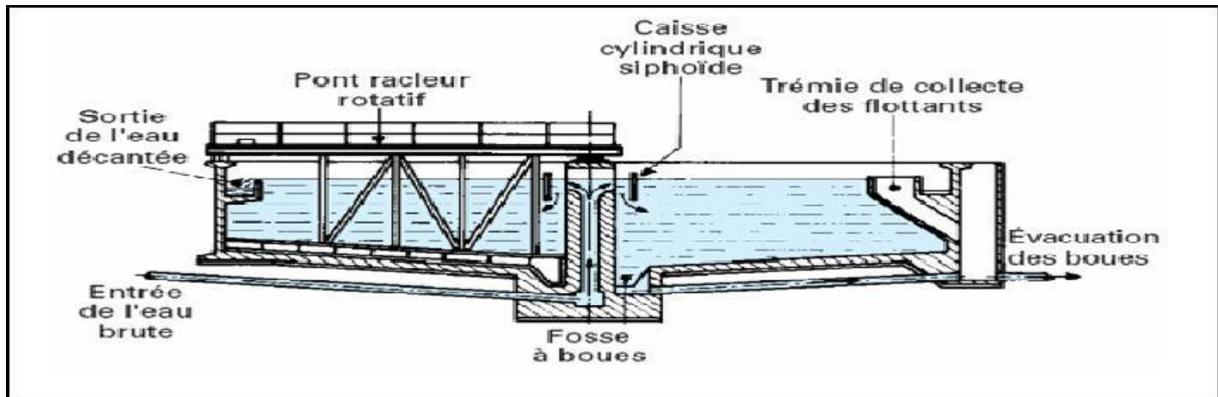


Figure II.6: décanteur circulaire a raclage mécanique

2) Décanteurs longitudinaux rectangulaires

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

- Les décanteurs à pont racler.
- Les décanteurs à chaînes.

Les ponts racler se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contre-courant. Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs, le puits des boues est situé à l'arrivée de l'effluent.[7]

Un décanteur rectangulaire avec raclage est représenté sur la figure qui suit :

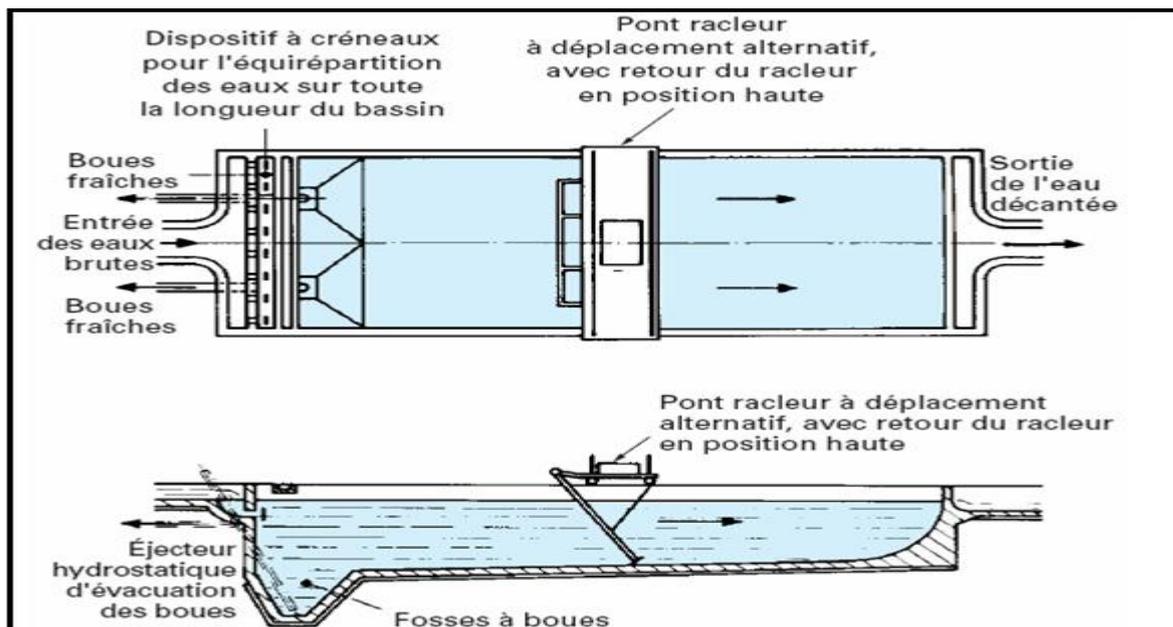


Figure II.7 : Décanteur longitudinal à pont racler

II.2.2.2. Coagulation-floculation

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

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

- **La floculation** est l'agglomération de particules déstabilisées en micro-flocs, et ensuite en flocons plus volumineux que l'on appelle flocs. On peut rajouter un autre réactif appelé floculant ou adjuvant de floculation pour faciliter la formation de flocs. Les polymères organiques (silice activée) et polymères naturels (starches, algues) sont les premiers à avoir été utilisés. Mais l'utilisation de d'adjuvants de floculation synthétiques permet de minimiser la production de boues. Si l'on combine ces adjuvants de floculation avec des techniques de séparation modernes, on peut produire des boues denses qui seront directement traitées dans des unités de déshydratation.[8]

II.3. Traitement secondaire (traitement biologique)

Le traitement biologique est une technique de réduction biologique de la matière organique restant dans le flux liquide après élimination de 40 à 60 % des solides en suspension et de 20 % à

40 % de la DBO₅ par les procédés physiques du traitement primaire.

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

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

La production de nouveaux matériaux organiques est le résultat indirect du traitement biologique, et cette matière doit être éliminée avant que les eaux usées ne parviennent dans le milieu collecteur. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses.[8]

II.3.1 Classification des procédés d'épuration biologique

On distingue deux principaux types de procédés biologiques:

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

II.3.1.1. Les procédés extensifs ou naturels

Les procédés extensifs correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration en organisme épurateur est faible. Elles ne comportent normalement pas de

recyclage de liqueurbactérienne sauf dans certains cas où une recirculation d'un complexe algo-bactérien est utilisée.

On peut distinguer les techniques à culture libre (lagunage) et les techniques à culture fixées (épuration par le sol). Elles mettent en jeu des phénomènes d'autoépuration naturelle complexés dépendant des conditions climatiques, et dont les équilibres ne sont pas toujours aisément maîtrisables.

- **Les cultures fixées sur support fin**

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

- **Filtration superficielle** : les matières en suspension (MES) sont arrêtées à la surface du massif filtrant et, avec elles, une partie de la pollution organique (DCO particulaire).

- **Oxydation** : le milieu granulaire constitue un réacteur biologique, un support de grande surface spécifique, sur lequel se fixent et se développent les bactéries aérobies responsables de l'oxydation de la pollution dissoute (DCO dissoute, azote organique et ammoniacal).

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

- **Cultures libres**

Le processus d'épuration par "cultures libres" repose sur le développement d'une culture bactérienne. L'oxygène provient de diverses sources selon les filières. La culture bactérienne est ensuite séparée de l'eau traitée par mécanisme de sédimentation dans un ouvrage, le plus souvent, spécifique (clarificateur, lagune de décantation...). [8]

a) Le lagunage naturel

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3. Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée. [8]

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

Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique. Au fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau. [8]

Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel sont indiqués sur la figure II.9

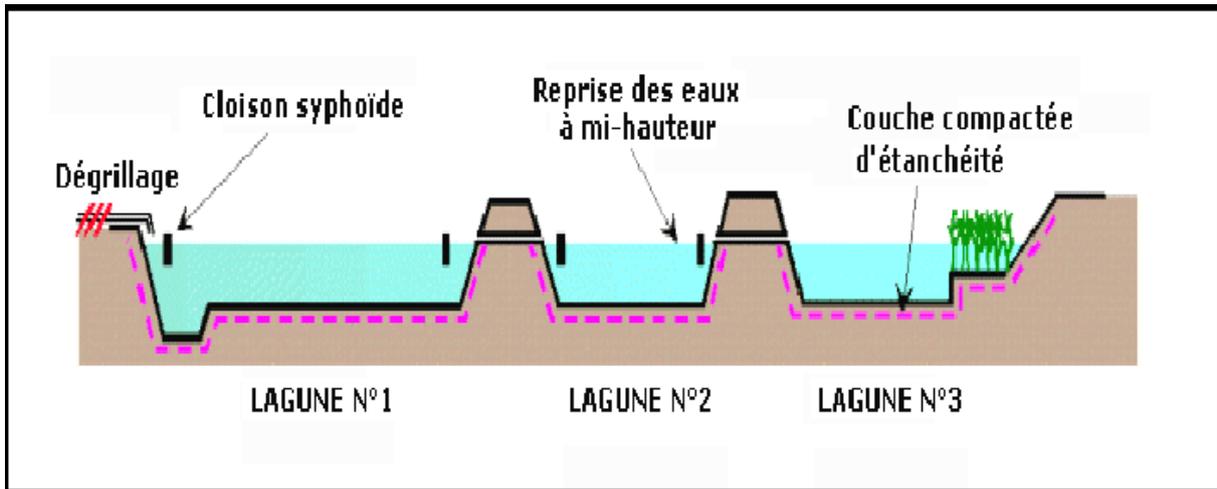


Figure II.8 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel

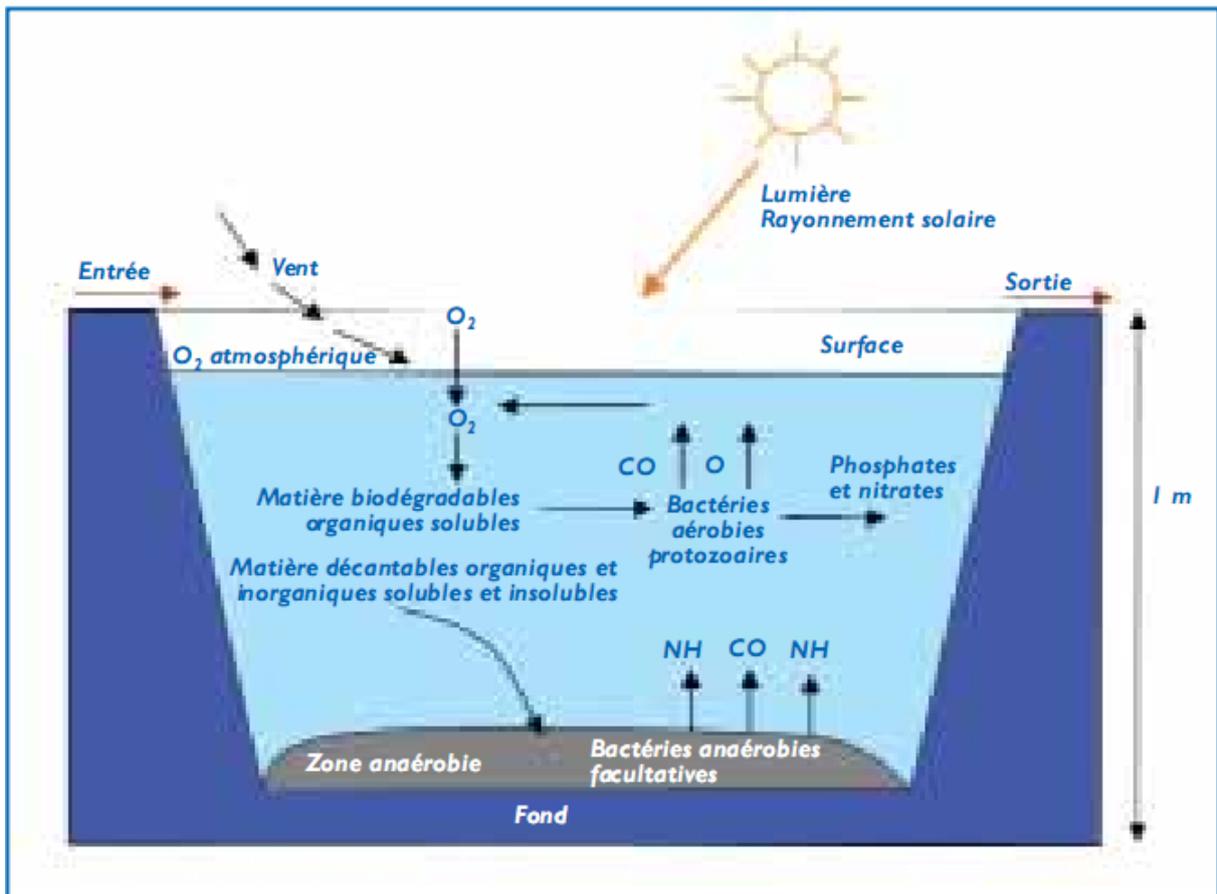


Figure II.9 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel

- *Avantages et inconvénients*

Chapitre II : Procédés d'épuration des eaux usées

Les avantages et inconvénients des techniques d'épuration à cultures fixes et à cultures libres sont représentés dans les tableaux suivants. [8]

Tableau II.1 : Récapitulatif des avantages et inconvénients des cultures fixes sur support fin et lagunage

Procédés	Avantages	Inconvénients
Infiltration - percolation sur sable	<ul style="list-style-type: none"> - Excellents résultats sur la DBO5, la DCO, les MES. - Nitrification poussée. - Superficie nécessaire bien moindre que pour un lagunage naturel. - Capacité de décontamination intéressante. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité d'un ouvrage de décantation primaire efficace. - Risque de colmatage à gérer (d'où la nécessité d'emploi d'un sable "lavé" et de bonne granulométrie). - Nécessité d'avoir à disposition de grandes quantités de sable, ce qui peut engendrer des investissements importants s'il n'y en a pas de disponible à proximité. - Adaptation limitée aux surcharges hydrauliques.
Filtres plantés à écoulement vertical	<ul style="list-style-type: none"> - Facilité et faible coût d'exploitation. - Aucune consommation énergétique si la topographie le permet. - Possibilité de traiter des eaux usées domestiques brutes. - Gestion réduite au minimum des boues. - Bonne adaptation aux variations saisonnières de population 	<ul style="list-style-type: none"> - Exploitation régulière - Utiliser cette filière pour des capacités supérieures à 2 000 EH reste très délicat pour des questions de maîtrise de l'hydraulique et de coût par rapport aux filières classiques. Une conception pour des tailles supérieures ne peut être envisagée que sous réserve d'une réflexion poussée concernant l'adaptation des bases de dimensionnement et les conditions à remplir pour s'assurer de la maîtrise de l'hydraulique. - Risque de présence d'insectes ou de rongeurs.

Suite au tableau II.1: Récapitulatif des avantages et inconvénients des cultures fixées sur support fin et lagunage

Les filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal	-Faible consommation énergétique : ne nécessite pas une pente importante pour l'écoulement par gravité ; -Aucune nécessité d'une qualification poussée pour l'entretien ; -Bonne réaction aux variations de charge.	-L'emprise au sol est importante ; -Une installation pour des tailles d'environ 4.000 EH ne peut s'envisager que sous réserve d'une réflexion poussée des conditions d'adaptation des bases de dimensionnement et de l'assurance de la maîtrise de l'hydraulique.
--	---	--

<p>lagunage naturel</p>	<p>-Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ; -L'exploitation reste légère, mais si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement ; -Elimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été) ; -Très bonne élimination des germes pathogènes en été, bonne en hiver ; -Pas de construction "en dur", le génie civil reste simple ; -Bonne intégration paysagère; -Absence de nuisance sonore; -Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole.</p>	<p>-Forte emprise au sol ; -Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune ; -Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval. Ce rejet reste faible en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d'eau, ce qui permet un rendement excellent en flux rejeté ;</p>
-------------------------	--	---

II.3.1.2. Les procédés intensifs ou artificiels

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs. Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites, et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel. [8]

Trois grands types de procédés sont utilisés :

- les lits bactériens et disques biologiques
- les boues activées.
- les techniques de bio filtration ou filtration biologique accélérée.

a) Disques biologiques

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

Au cours de la rotation des disques, le biofilm fixé est alternativement mis en contact avec l'oxygène de l'air et de la pollution à dégrader. L'effluent est préalablement décanté afin d'éviter tout colmatage des matériaux supports. Les boues qui se décrochent sont ensuite séparées de l'eau traitée par décantation dans le clarificateur. [8]

Le principe de fonctionnement d'une station à disque biologique représenté sur la figure II.10 suivantes :

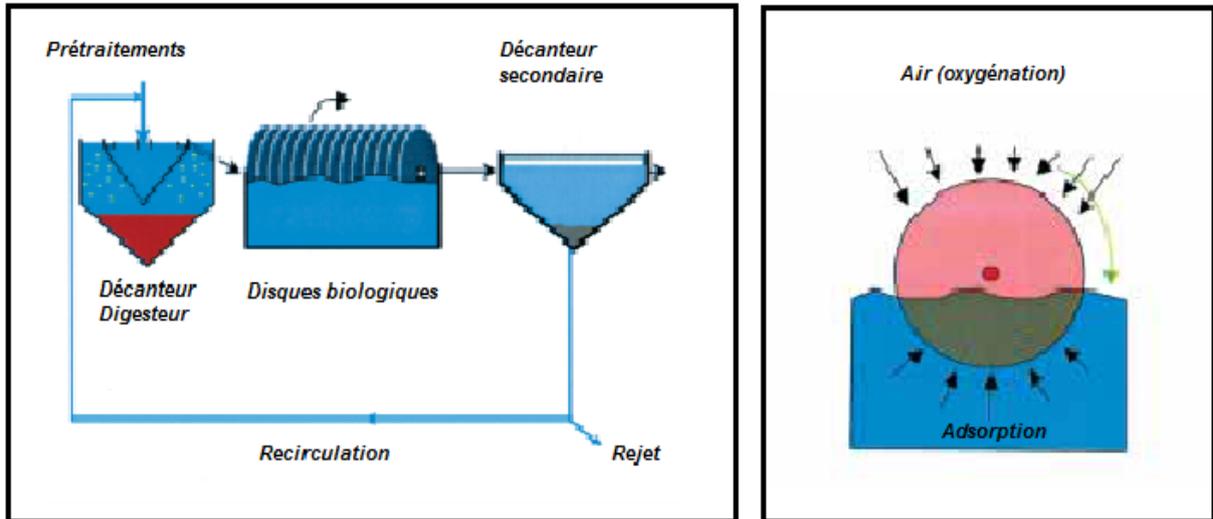


Figure II.10 : Principe de fonctionnement d'une station à disque biologique

b) Lits bactériens

Le mode de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler l'eau à traiter, préalablement décantée dans le décanteur primaire, sur une masse de matériaux (naturel ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film épais. Une aération est pratiquée soit par tirage naturel, soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement.

Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre-courant à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux. [8]

La figure II.11 représente un schéma d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.

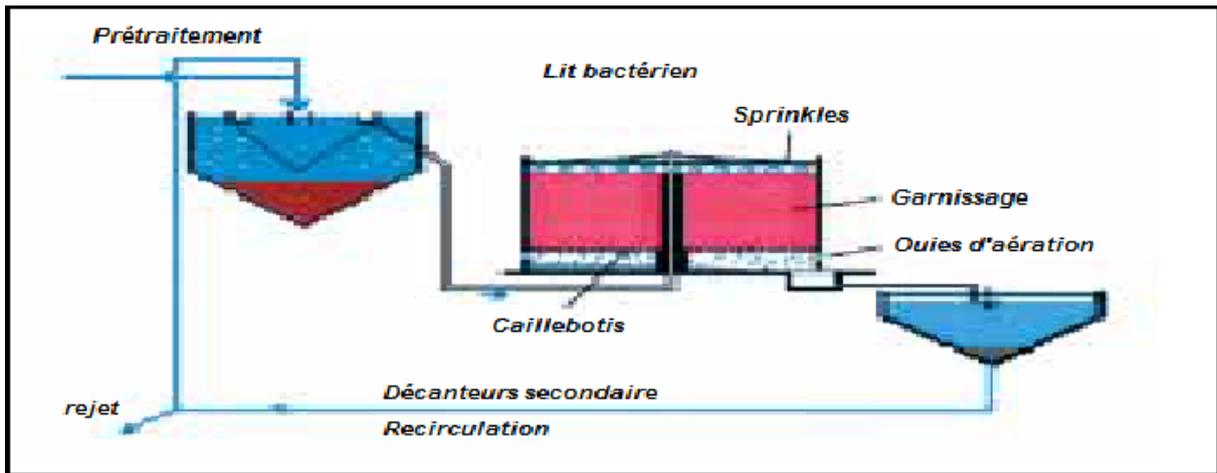


Figure II.11: Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien

c) Boues activées

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

- la concentration des boues activées dans le bassin d'aération peut être augmentée par rapport à une situation sans circulation. Une même quantité d'organismes actifs peut donc être contenue dans un plus petit volume (économie d'espace).
- le temps de séjour des organismes actifs dans le système est plus élevé que le temps de séjour de l'eau. Le contrôle de temps de séjours des boues activées permet de maîtriser la capacité nitrifiante des boues, et le degré d'oxydation des matières organiques solides.[7]

Cette technologie occupe une place très importante dans l'épuration des eaux usées urbaines (figure II.12).

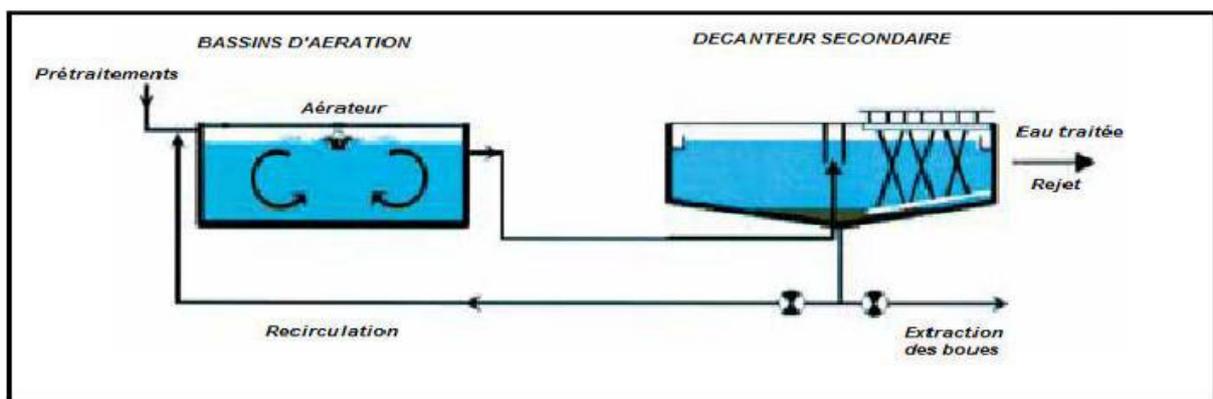


Figure II.12 : Synoptique d'une station à boue activée

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

Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des procédés intensifs

Procédés	Avantages	Inconvénients
<p>Disque biologique</p> <p>Lit bactérien</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Faible consommation d'énergie. - Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées. - Bonne décantabilité des boues. - Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées - Généralement adaptés pour les petites collectivités. - Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> - Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes. - 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.
<p>Boues activées</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites). - Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification). - Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles. - Boues légèrement stabilisées. - Facilité de mise en oeuvre d'une déphosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coûts d'investissement assez importants. - Consommation énergétique importante. - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière. - Sensibilité aux surcharges hydrauliques. - Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser. - Forte production de boues qu'il faut concentrer

II.4. Désinfection

Ainsi même après un traitement secondaire l'eau véhicule presque toujours des microorganismes et des micropolluants qui risquent de provoquer des dangers. La désinfection a pour objectif

principal d'améliorer la qualité bactériologique de l'effluent afin de protéger les zones sensibles (zone de baignade, zone conchylicole).

Elle se faisait le plus souvent par chloration (la dose à appliquée est de 2 à 10 mg/l environ), mais les dérivés du chlore sont maintenant jugés dangereux, c'est pourquoi on utilise de préférence le dioxyde de chlore ou le brome et, l'usage de l'ozone se répand progressivement, notamment aux Etats - Unis d'Amérique à cause de l'absence d'effets secondaires et d'une meilleure tolérance du milieu naturel.

En Algérie, le réactif le plus souvent utilisé est l'eau de Javel qui nécessite pour être efficace; le maintien d'une teneur suffisante (0. L mg/l) et un temps de contact de 20 minutes.[7]

II.5. Epaissement

L'épaississement est la première étape, souvent incontournable, de la réduction de volume des boues extraites de la filière eau. Il permet en effet d'optimiser les étapes suivantes de conditionnement, de stabilisation et de déshydratation en réduisant les tailles des ouvrages et les coûts d'exploitation.

Les boues, très diluées à la sortie de la filière eau (99 à 99,8 % d'eau en général) y sont concentrées à 90- 96 % d'eau mais restent fluides, donc pompables.

L'épaississement est un investissement supplémentaire et une source d'éventuelles nuisances mais ceci est largement compensé par les gains sur la filière aval :

- réduction de la taille des digesteurs anaérobies ou des réacteurs de stabilisation aérobie ;
- suppression des épaisseurs en aval des procédés de stabilisation biologique et donc diminution des retours de pollution en tête de station ;
- possibilité d'extraire des boues diluées des décanteurs primaires, évitant ainsi les fermentations dans ces ouvrages, entraînant moussage et foisonnement (bactéries filamenteuses) en traitement biologique ;
- généralement réduction des taux de conditionnement en amont de la déshydratation ;
- augmentation de la production des appareils de déshydratation et réduction des consommations d'énergie ;
- très nette diminution des débits de pompage, des conduites de transfert et des éventuels stockages intermédiaires.

Deux procédés sont utilisés :

- épaissement par décantation gravitaire : décantation sous la seule action de la pesanteur. La dénomination usuelle de cette technique est l'épaississement statique ;
- épaissement dynamique : concentration mettant en œuvre des énergies mécaniques. Il s'agit principalement de :
 - la flottation ;
 - l'égouttage/filtration ;
 - la centrifugation.

Selon les différentes qualités de boues à épaissir, il n'est pas rare d'associer, dans une même station, ces deux procédés pour optimiser le degré d'épaississement du mélange final. Selon les contraintes de la filière aval, il est souvent très utile d'éliminer les matières grossières, filasses, fibres... C'est à ce stade d'épaississement que sont éventuellement installés les appareils de tamisage, dégrillage, tamis-presse...

Avec certaines boues industrielles, minérales et sableuses, il est utile parfois de procéder à un dessablage par cyclone : celui-ci sera localisé à l'entrée de l'épaississeur statique, sur les boues diluées, pour permettre les meilleurs rendements de séparation.[6]

II.6. Stabilisation

Cette opération est nécessaire surtout pour les boues issues d'une décantation primaire. Ces dernières doivent être stabilisées. Dans le cas contraire, elles génèrent de mauvaises odeurs au stockage et à l'épandage qui font courir des grands risques à la pérennité de cette filière. La stabilisation peut être par différentes voies: anaérobie mésophile (digestion), aérobie thermophile, le compostage ou encore le chauffage.[6]

II.7. Déshydratation

La déshydratation est une étape du traitement des boues, faisant passer les boues de l'état liquide à un état physique, afin que celles-ci soient au moins pelletables, les boues en entrée sont à l'état liquide : ce qui signifie qu'elles peuvent être prises, soit en sortie de décanteurs, soit après une première étape d'épaississement.

Elle libérera une grande partie de l'eau constituant l'essentiel du volume des boues. Les boues sont ensuite au vu de leur toxicité ou degré d'innocuité pour l'environnement.[6]

II.8. Paramètre de dimensionnement

Pour pouvoir étudier un projet de réalisation d'une STEP, il faut au préalable disposer de certaines données de bases nécessaires pour le dimensionnement de la station telle que : - Type de réseau : séparatif ou unitaire;

- Nombre équivalent habitant EH;
- Rejet spécifique (1/Hab/j);
- Débit total journalier (m^3/j);
- Débit moyen horaire (m^3/h);
- Débits de pointe par temps sec (m^3/h);
- Charge polluante (DBO, DCO et MES).

En ce qui concerne les données de la qualité d'eaux usées, il faudra effectuer des analyses chimiques, physiques et bactériologiques de l'effluent. Il faut prendre en considération aussi, que des levés topographiques doivent être réalisés pour une implantation adéquate.

II.9 conclusion

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

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

Introduction

Dans un projet de conception d'une station d'épuration, l'évaluation des débits et les caractéristiques des eaux usées à traiter (les charges polluantes) sont indispensables car il s'agit des facteurs de base de dimensionnement des ouvrages d'une station de traitement des eaux usées.

III.1. Estimation des charges

III.1.1. Estimation des charges hydrauliques

III.1.1.1. Calcul des débits des eaux usées domestiques

Le calcul des débits des eaux usées se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejets pris égale à 80 % selon la direction des ressources en eau (DRE) de Bouira. En effet, il est utile de noter que l'eau consommée ne correspond pas en totalité à l'eau produite à cause des fuites sous diverses formes et qui peuvent atteindre 20 à 30% de la production.

Les débits de calcul des eaux usées domestiques sans tenir compte des eaux pluviales sont déterminés par les formules suivantes :

$$Q_{moy,j} = (\dot{\cdot} * N) * Cr \text{ (l / s)} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: débit des eaux usées domestiques (l/s)
- $\dot{\cdot}$: Dotation (Pour notre cas $D = 150 \text{ l / j / hab}$)
- N : Nombre d'habitants
- Cr : Coefficient de rejet (0.80)

La variation des besoins domestiques et des rejets des centres : M`Chedallah, Rafour, Ahnif et Bouaklen sont présentés dans le tableau III.1

Tableau III.1 : Variation des besoins domestiques et des rejets des centres : M`Chedallah, Rafour, Ahnif et Bouaklen pour les différents Horizons

Horizons	Centre M`Chedallah		Centre Rafour		Centre Ahnif		Centre Bouaklen	
	Besoins (m ³ /j)	Rejets (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Rejets (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Rejets (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Rejets (m ³ /j)
2008	3787.9	3030.4	1103.3	882.6	1485.9	1188.7	1006.5	805.2
2020	4293.8	3435	1250.6	1000.4	1684.3	1347.4	1140.9	912.7
2035	5022	4017.6	1462.6	1170.1	1970.1	1576.1	1334.4	1067.5
2050	5873.7	4698.9	1710.7	1368.6	2304.3	1843.4	1560.7	1248.6

III.1.1.2. Calcul des débits des eaux usées des équipements

Le calcul des débits des eaux usées des équipements se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejets pris égale à 80% selon la direction des ressources en eau (DRE) de Bouira; on peut déterminer le débit des eaux usées des équipements suivant la relation [9]:

$$Q_{r.eq} = Q_{eq} * Cr \dots\dots\dots(III.2)$$

- $Q_{r.eq}$: débits des eaux usées des équipements
- Q_{eq} : Besoins d'équipements
- Cr : coefficient de rejet (0.80)

La variation des besoins et des rejets d'équipements des centres : M`Chedallah, Rafour, Ahnif et Bouaklen sont présentés dans le tableau III.2

Tableau III.2: Variation des besoins et des rejets d'équipements des centres : M`Chedallah, Rafour, Ahnif et Bouaklen pour les différents Horizons

	Horizons	2008	2020	2035	2050
	Coefficient derejet%	80	80	80	80
Centre M`Chedallah	Besoin d'équipement (m ³ /j)	185.8	278.7	557.4	1114.8
	Rejet des équipements (m ³ /j)	148.64	222.96	445.92	891.84
Centre Rafour	Besoin d'équipement (m ³ /j)	58	87	174	348
	Rejet des équipements (m ³ /j)	46.4	69.6	139.2	278.4
Centre Ahnif	Besoin d'équipement (m ³ /j)	95	142.5	285	570
	Rejet des équipements (m ³ /j)	76	114	228	456
Centre Bouaklen	Besoin d'équipement (m ³ /j)	44.5	66.75	133.5	267
	Rejet des équipements (m ³ /j)	36.6	53.4	106.8	213.6

III.1.1.3. Calcul du débit total rejeté

Le débit total à l'horizon de calcul est la somme du débit moyen journalier rejeté par les habitants et les débits journaliers issus des différents équipements.

Tableaux III.3: Rejet total en eaux usées

Horizons	2008	2020	2035	2050
Rejets domestiques (m ³ /j)	5906.9	6695.5	7831.3	9159.5
Rejets des équipements (m ³ /j)	306.64	459.96	919.92	1839.84
Débit moyen journalier total des rejets (m ³ /j)	6213.54	7155.46	8751.22	10999.34

III.1.1.4. Calcul du débit de pointe

On distingue les débits suivant [9] :

- *Débit de pointe par temps sec*

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pts} = K_p \cdot Q_{moy.j} \dots \dots \dots (III.3)$$

Avec :

K_p : coefficient de pointe

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier des eaux usées

Le coefficient de pointe est estimé à partir du débit moyen.

$$Avec : \begin{cases} 1 + k_p = 1.5 + \frac{2.5}{Q_{moy.j}} & \text{si } Q_{moy.j} > 2,8 \text{ l/s} \\ k_p = 3 & \text{si } Q_{moy.j} < 2,8 \text{ l/s} \end{cases} \dots \dots \dots (III.4)$$

Débit de pointe en temps de pluie

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

$$Q_{ptp} = (3 \div 5) \cdot Q_{pts} \dots \dots \dots (III.5)$$

Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie (3* Q_{pts}).

Chapitre III : Etude préliminaire

Les résultats de calcul des débits moyens et de pointes des eaux usées sont illustrés dans le tableau III.4 :

Tableau III.4: les débits de pointes en temps sec et au temps de pluie pour les différents horizons.

Horizon	Qmoy.j(l/s)	Kp	Qpts (m ³ /j)	Qpts (l/s)	Qptp (l/s)	Qptp (m ³ /j)
2008	71.91	1.53	9505.72	110.02	330.06	28517.18
2020	82.81	1.53	10946.01	126.69	380.07	32838.04
2035	101.28	1.52	13300.41	153.94	461.82	39901.24
2050	127.30	1.51	16607.80	192.22	576.66	49045.82

B. Débit moyen horaire (Qmoy,j)

Le débit moyen horaire par jour est le débit observe au cours de la journée mesure a l’amont de la station d’épuration. Il est donne par relation suivante

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{moy.j}}{24} \dots\dots\dots(III.6)$$

Tableau III. 5: les débits moyens horaires pour les différents horizons.

Horizons	2008	2020	2035	2050
Débit moyen journalier total des rejets (m ³ /j)	6204.38	7154.78	8750.59	10998.72
Débit moyen horaire total des rejets (m ³ /h)	258.51	298.11	364.60	458.24

III.1.1.5 Capacité de la future STEP

La capacité de la future station d'épuration de la ville M'Chedallah sera de 11451.92 m³/j pour la première phase et de 14085.44 m³/j pour la deuxième phase.

La population équivalente est estimée à partir de la formule suivante :

$$EqH = \frac{Qr}{Dot \times 0.80} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

Qr : débit des eaux usées global

Dot : dotation pour les deux horizons (150 l/hab/jour)

La dotation moyenne en eau potable est de 150 l/ha/j,

Tableau III.6: le nombre d'équivalent habitants pour les différents horizons.

Horizons	2008	2020	2035	2050
Dotation (l/hab/j)	150	150	150	150
Débit moyen journalier total des rejets (m ³ /j)	6204.38	7154.78	8750.59	10998.72
Equivalent Habitant EH	51703	59623	72921	91656

- ✓ Première phase (2035) : 72921 EqH.
- ✓ Deuxième phase (2050) : 91656 EqH

III.1.2.Evaluation des charges polluantes

Il est généralement établis que dans les villes et villages méditerranéens a niveau de vie moyen, le citoyen consommant 200 litres d'eau potable par jour génère les niveaux de pollution moyens individuels suivants :

- . DBO5 : 40 gr/hab/jour
- . MES : 50 gr/hab/jour

II.1.2.1.La charge moyenne journalière en DBO5

La charge polluante en DBO5 admise à la station, sera :

$40 \cdot 10^{-3} \text{ (Kg /hab/j)} \times \text{Nombre d'équivalents habitants}$

- $(\text{kg DBO5/j}) \cdot \text{EqH} = 40 \cdot 10^{-3} \cdot \text{EqH}$
- $\text{DBO5} = 40 \cdot 10^{-3} \cdot 72921 = 2916 \text{ kg DBO5/j pour l'horizon 2035}$
- $\text{DBO5} = 40 \cdot 10^{-3} \cdot 91656 = 3666 \text{ kg DBO5/j pour l'horizon 2050}$

Concentration de la DBO5 en mg/l

$$[\text{DBO5}] = \frac{2916 \cdot 10^6}{8750.59 \cdot 10^3} = 333.3 \text{ mg/l pour l'horizon 2035}$$

$$[\text{DBO5}] = \frac{3666 \cdot 10^6}{10998.72 \cdot 10^3} = 333.3 \text{ mg/l pour l'horizon 2050}$$

III.1.2.2.La charge moyenne journalière en MES

$$\text{M.E.S} = 50 \cdot 10^{-3} \cdot 72921 = 3646 \text{ kg de M.E.S /j pour l'horizon 2035}$$

$$\text{M.E.S} = 50 \cdot 10^{-3} \cdot 91656 = 4583 \text{ kg de M.E.S /j pour l'horizon 2050}$$

Concentration des M.E.S en mg/l :

$$[\text{MES}] = \frac{3646 \cdot 10^6}{8750.59 \cdot 10^3} = 416.6 \text{ mg/l pour l'horizon 2035}$$

$$[\text{MES}] = \frac{4583 \cdot 10^6}{10998.72 \cdot 10^3} = 416.6 \text{ mg/l pour l'horizon 2050}$$

III.1.2.3.MVS (matière volatile sèche)

(MVS= 0.8 MES)

MVS= 0.8MES =0.8*416.6 =333.28 mg/lpour l’horizon 2035

MVS= 0.8MES =0.8*416.6 =3333.28mg/lpour l’horizon 2050

III.1.2.4. MM (matières minérales)

MM= 0.2 MES =83.32mg/lpour l’horizon (2035 et 2050)

Les résultats de calcul des différentes charges polluantes pour les deux horizons sont illustrés dans le tableau III.7 :

Tableau III.7 :les différentes charges polluantes pour les deux horizons

Horizon d'étude	Unités	2035	2050
Débit moyen journalier Q_{moy,j} (m ³ /j)	m ³ /j	8750.59	10998.72
Concentrations moyennes des eaux brutes	Mg DBO5/ l Mg MES / l	333.3 416.6	333.3 416.6
Charge journalière en DBO5	Kg DBO5/j	2916	3666
Charge journalière en MES	Kg MES/j	3646	4583
MVS (matière volatile sèche)	mg/l	333.28	333.28
MM (matières minérales)	mg/l	83.32	83.32

III.2 Identification du site d'implantation de la future STEP

Le choix de la compatibilité du terrain avec le site réservé à la construction de la future station d'épuration, s'effectue suivant cinq critères principaux, à savoir :

- ✓ La topographie
- ✓ La surface disponible (définie en m^2/EqH)
- ✓ Situation géographique
- ✓ La nature du sol
- ✓ L'hydrologie

Il convient de vérifier chaque critère par rapport au terrain choisi pour sélectionner les procédés à adopter. A noter que d'autres contraintes peuvent également contraindre à un changement de site :

- ✓ Zone inondable ou zone à risque
- ✓ Zone protégée
- ✓ Périmètre de protection de captage,...

III.2.1 Le choix de site

Le site de la station d'épuration des eaux usées proposé se situe au sud de la localité de Raffour sur la berge haute de l'oued Sahel. Cet emplacement est choisi pour répondre à des exigences technico-économiques, à savoir :

- les rejets de M'Chedellah, Bouaklen et Raffour peuvent être raccordés à la station sans difficulté et d'une manière gravitaire.
- Le choix de la berge haute au lieu de berge basse de l'oued Sahel se justifie par la présence de la formation géologique marneuse, engendrant des surcoûts considérables dus aux fondations spéciales nécessaires en présence de mauvais sol (exp : fondation en puits ou pieux) à la stabilisation des ouvrages.
- La future station d'épuration des eaux usées de la ville de M'Chedellah serait exposée au risque de débordement majeur lors de crue de l'oued sahel si le choix de l'implantation de la station est dans la partie basse. Cela nécessiterait des aménagements particuliers de protection et donc d'important surcoûts.
- Cependant, les ouvrages auxiliaires de la station tels que le déversoir d'orage, la station de relevage et les lits de séchage des boues pourraient être localisés dans la partie basse avec un minimum de protection contre les inondations.

Cela permettrait de minimiser la surface à récupérer sur les terres agricoles de la partie haute.

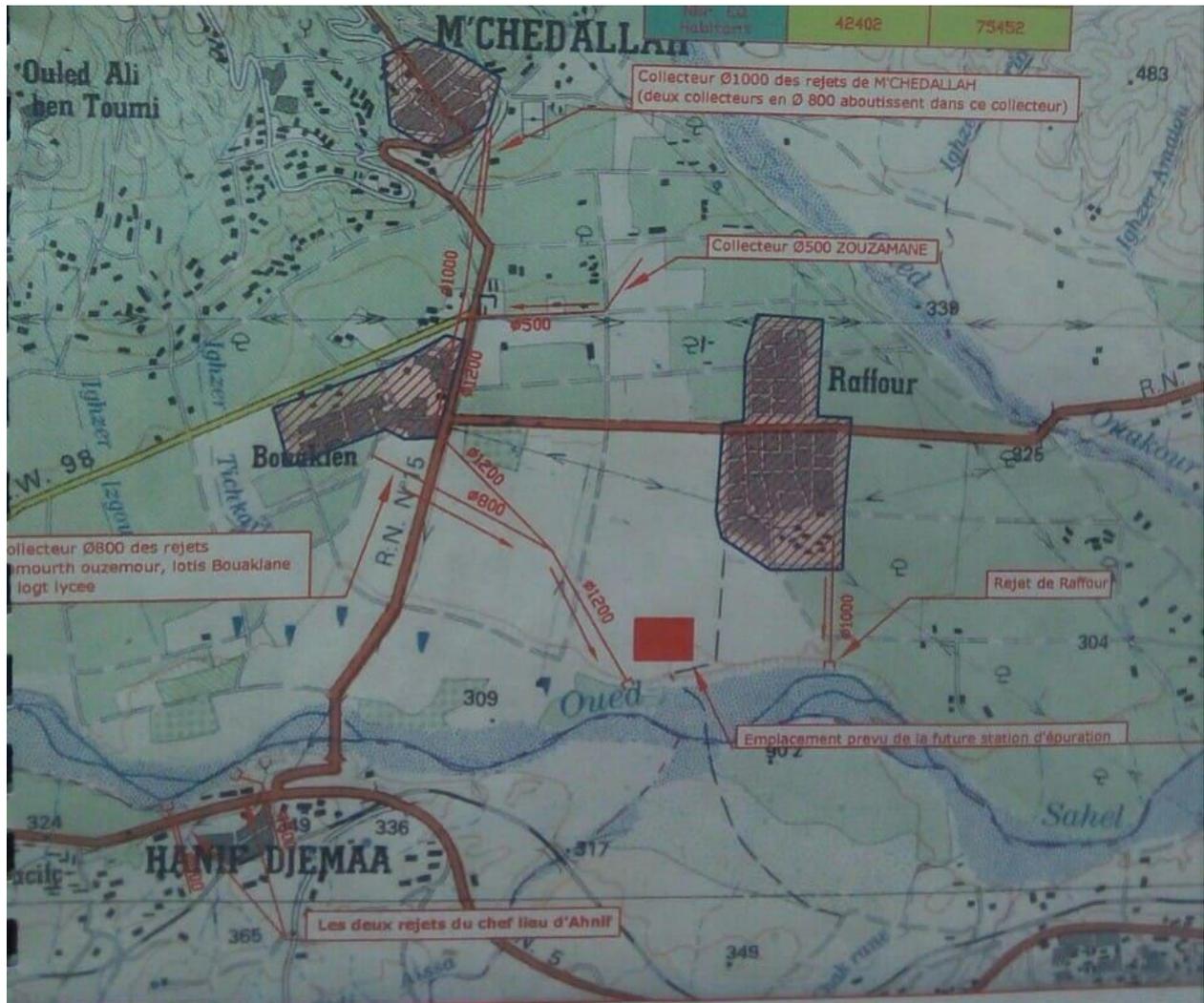


Figure III.1: photo sur l'emplacement du site

III.3. Le choix de procédé d'épuration

III.3.1. La quantité de pollution

La quantité de pollution à traiter qui, le plus souvent, correspond à la taille de la collectivité aura également un impact sur le choix. [6]

La figure 2 fait apparaître trois grands groupes :

- les filières majoritairement réservées au tout petit collectif (filtres enterrés, épandage souterrain et épandage superficiel). Sauf cas particulier, ces filières ne sont pas utilisées pour des collectivités de taille supérieure à 400 EH ;
- les filières communes aux petites et très grosses collectivités (boues activées, lit bactérien, disques biologiques et lagunage aéré). La limite inférieure d'implantation est variable selon les

Chapitre III : Etude préliminaire

technologies ; par contre, la limite supérieure n'existe pas puisqu'elles sont connues pour traiter des flux polluants supérieurs à 120 kg de DBO₅.j-1 ;

– les filières lagunage naturel, filtres plantés de roseaux, infiltration-percolation et les décanteurs digesteurs s'adaptent principalement à la gamme de taille de population intermédiaire, de l'ordre d'une petite centaine d'habitants jusqu'à 2000-2200 habitants

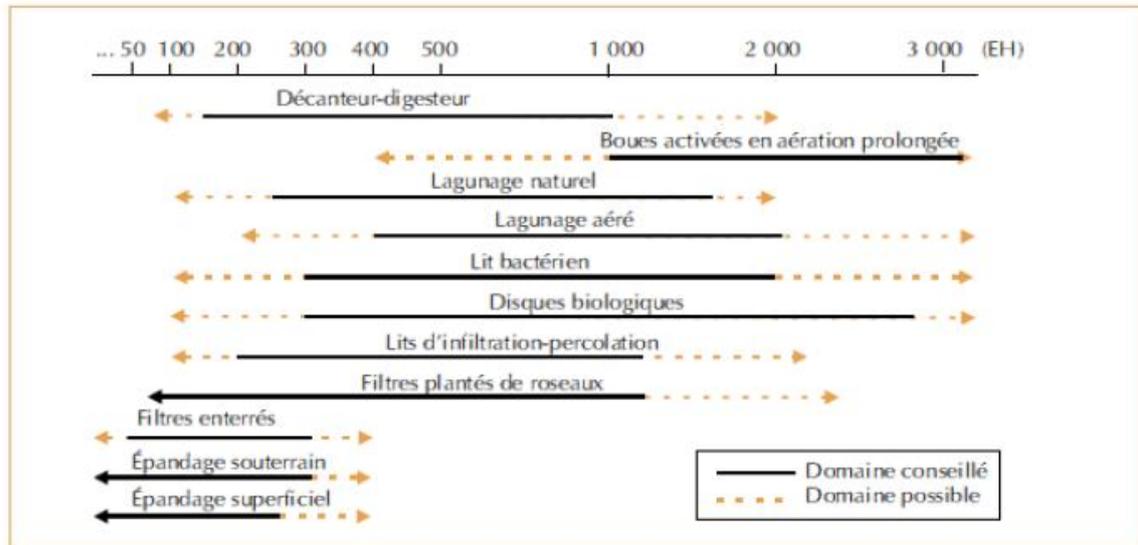


Figure III.2: Domaine d'application privilégié.

A partir de ce qui a été explicite auparavant et on appuyant sur la figure II.2, il paraît que seuls les procédés d'épuration type boues activées, lit bactérien, disques biologiques et lagunage aéré donnent satisfaction.

Afin de pouvoir trancher entre les quatre procédés, nous avons rapporté les avantages et les inconvénients de chaque filière (tableau III.8)

Tableau III.8 : avantages et inconvénients des différents procédés d'épurations

Procédé d'épuration	Avantages	Inconvénients
lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> -Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ; -L'exploitation reste légère ; -Élimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été) ; -Très bonne élimination des germes pathogènes en été, bonne en hiver ; -S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique ; -Pas de construction "en dur", le génie civil reste simple ; -Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole. 	<ul style="list-style-type: none"> -Forte emprise au sol ; -Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. -Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval. Ce rejet reste faible en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d'eau, ce qui permet un rendement

lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> -Variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; -Effluents très concentrés ; -Effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées); -Traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables -Curage des boues tout les deux ans. 	<ul style="list-style-type: none"> -Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; -Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé ; -Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ; -Forte consommation énergétique.
disque biologique, lit bactérien	<ul style="list-style-type: none"> Faible consommation d'énergie ; -Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées ; -Bonne décantabilité des boues; Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées; -Généralement adaptés pour les petites collectivités; -Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> -Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ; -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.
boues activées	<ul style="list-style-type: none"> Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ; -Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ; -Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ; -Boues légèrement stabilisées ; -Facilité de mise en oeuvre d'une déphosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> -Coûts d'investissement assez importants ; -Consommation énergétique importante ; -Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; -Sensibilité aux surcharges hydrauliques ; -Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser ; -Forte production de boues qu'il faut concentrer

III.3.1.2. Caractéristiques du traitement biologique

Les stations d'épuration sont souvent classées selon leurs charges volumiques (Cv) et leurs charges massiques (Cm). La charge volumique caractérise le fonctionnement d'une installation par boues activées. Elle correspond à la masse de DBO5, exprimée en kg, éliminée par mètre cube de bassin et par jour. La charge massique est également un élément qui caractérise le fonctionnement d'une épuration par boues activées. Elle mesure la masse de pollution exprimée, en masse de DBO5 par unité de masse de l'élément épurateur, c'est-à-dire la masse de DBO5 en kg, éliminée journalièrement par kg de matières volatiles (MVS) contenues dans les boues. [7]

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés en prenant en considération leurs avantages et inconvénients qui sont cités dans le tableau III.9:

✓ **Procédé à forte charge**

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

✓ **Procédé à moyenne charge**

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

✓ **Procédé à faible charge**

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

Tableau III.9: Avantages et inconvénients des différents procédés

	Avantage	Inconvénients
Forte charge	-Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ; -Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution.	Coût d'investissement assez important ; - Consommation énergétique importante ; - La nitrification est incomplète ou difficile ; - Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire
Moyenne charge	La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; - Prend un espace moyen dans le terrain ; - Pour toute taille de collectivité	Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser
Faible charge	Assure une bonne élimination de DBO ₅ ; - Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ; - L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; - Prend un petit espace dans le terrain	Le temps de séjour dans le bassin ; - Investissement coûteux ; - Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ; - Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

III.4.Présentation de la filière d'épuration (boues activées)

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

Le procédé (boues activées) consiste à mélanger et agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquides, bactériologiquement très actives. La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des microorganismes épuratoires et de l'effluent à traiter. Ensuite, les phases "eaux épurées" et "boues épuratrices" sont séparées.

Une installation de ce type comprend les étapes suivantes :

- Les traitements préliminaire et, éventuellement, primaire .
- Le bassin d'activation (ou bassin d'aération) .
- Le décanteur secondaire avec reprise d'une partie des boues.
- L'évacuation des eaux traitées après avoir subit un traitement tertiaire (désinfection).
- Les digesteurs des boues en excès provenant des décanteurs.
- Dans notre cas, la station d'épuration par boue activées comprend successivement (FigureIII.3) :

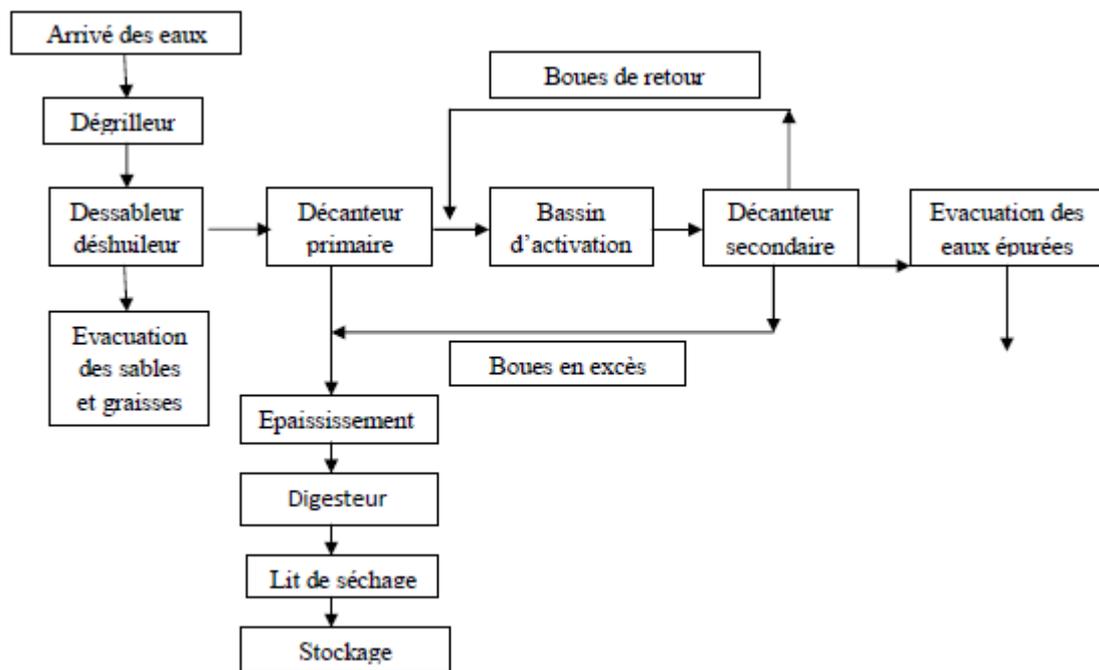


Figure III.3: la chaîne de traitement d'une station par boues activées

III.4 Conclusion

La détermination des charges hydrauliques et polluantes à traiter est une étape primordiale lors de la réalisation d'un projet d'une station d'épuration.

On prévoit un traitement par la technique dite des boues activées à faible charge, parce que ce dernier est compatible avec les trois contraintes (milieu récepteur, charge à traiter et le site).

La mise en place d'un collecteur d'amenée est indispensable, afin de pouvoir assurer le transfert des effluents jusqu'à l'amont de la future STEP via un système de conduites.

Introduction

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs débits et leurs charges de référence.

Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans le domaine d'agriculture. Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour cela deux horizons de calcul sont choisis 2035 et 2050.

IV.1. Dimensionnement des collecteurs de transport des eaux usées vers la STEP

Le transport des eaux usées provenant des différents usages vers la future STEP est assuré par des collecteurs d'amenées. Ces derniers, sont constitués de conduites.

Dans notre cas, Le collecteur d'amenée comprend trois collecteurs principaux :

Collecteur n° 1: AHNIF

Il achemine les eaux usées provenant des rejets de l'agglomération du Ahnif vers l'entrée de la station de relevage.

Caractéristiques du collecteur N°1 :

- Côte de départ : 333.01 m
- Côte d'arrivée : 294 m
- Longueur du tronçon : 67 m

Collecteur n° 2: RAFFOUR

Il achemine les eaux usées provenant des rejets de l'agglomération du Raffour vers l'entrée de la station de relevage.

Caractéristiques du collecteur N°2 :

- Côte de départ : 371 m
- Côte d'arrivée : 294 m
- Longueur du tronçon : 190.32 m.

Collecteur n° 3 : station de relevage vers la STEP

Caractéristiques du collecteur N°3:

- Côte de départ : 294 m
- Côte d'arrivée : 327 m,
- Longueur du tronçon : 51 m

IV.1.1 Calcul hydraulique

Le tableau ci-après représente la répartition du débit de pointe en temps sec et de pluie, acheminé vers la STEP par les collecteurs d'amenees :

Tableau IV.1 : Répartition des débits

Collecteur	Qeu dom m ³ /j	Qeu équi m ³ /j	Qeup m ³ /j	Qeu totm ³ /j
N°1	1843.4	456	10416.28	3472.09
N°2	1368.6	278.4	7460.91	2486.97

Avec :

- Qeu dom : débit de pointe en temps sec des eaux usées domestiques (m³/j)
- Qeu équi : débit de pointe en temps sec des eaux usées d'équipements (m³/j)
- Qeup : débit de pointe en temps de pluie des eaux usées
- Qeu tot : débit de pointe total en temps sec des eaux usées (m³/j)

IV.1.2.Détermination du diamètre de collecteur

IV.1.2.1.Partie gravitaire

A- Diamètre du Collecteur N°1

➤ **L'équation de BERNOULI**

$$\frac{P1}{W} + \frac{V1^2}{2g} + Z1 = \frac{P2}{W} + \frac{V2^2}{2g} + Z2 + \Delta Ht \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

- $\frac{P1}{W}$ et $\frac{P2}{W}$: énergies de pression dans les sections
- $\frac{V1^2}{2g}$ et $\frac{V2^2}{2g}$: énergies cinétiques
- Z1 et Z2: cotes des points
- ΔHt : pertes de charge

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$\frac{P1}{W} = \frac{P2}{W}$; $\frac{V1^2}{2g} = \frac{V2^2}{2g}$, donc les énergies cinétiques et énergies de pression peuvent être éliminées.

Donc IV.1 devient :

$$\Delta z = \Delta Ht \dots \dots \dots (IV.2)$$

D'où :

Δz : Hauteur géométrique. $\Delta z = Z1 - Z2$;

ΔHt : Les pertes de charge totale. $\Delta Ht = \Delta Hl + \Delta Hs$

ΔHl : Les pertes de charge linéaires ;

ΔHs : Les pertes de charge singulières (10% ΔHl)

Pour le calcul des pertes de charge linéaires, on utilise la formule de HazenWilliams:

$$\Delta Hl = 10.654 * \left(\frac{Q}{CHw}\right)^{1.8518} * \frac{L}{D^{4.87}} \dots \dots \dots (IV.3)$$

- Q : débit de pointe en temps sec (m³/s) ;
- L : longueur de tronçon
- CHw : coefficient de rugosité de hazen williams, CHw= 150 (PVC)
- D : diamètre de la conduite (m)

Donc on aura :

$$\Delta Ht = 1.1 * \Delta Hl \dots \dots \dots (IV.4)$$

Donc l'équation (IV.2) devient :

$$\Delta z = 1.1 * \left[10.654 * \left(\frac{Q}{CHw}\right)^{1.8518} * \frac{L}{D^{4.87}} \right]$$

$$D = \sqrt[4.87]{1.1 * \left[10.654 * \left(\frac{Q}{CHw}\right)^{1.8518} * \frac{L}{\Delta z} \right]}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

- Condition d'autocurage

Cette vitesse permet la vérification des conditions d'enterrement des matières en suspension dans les eaux usées, et éviter ainsi la formation des dépôts pouvant engendrer à la longue, un colmatage des conduites.

C'est le même principe de calcul pour le dimensionnement deuxième et troisième collecteur

Tableau IV.2 : Résultat de calcul du diamètre

Collecteur	Débit d'arrivée (m ³ /s)	L (m)	CHw	Z1(m)	Z2(m)	Dcal (mm)	V (m/s)	Dn (mm)
collecteur N°1	0.120	67	150	333.01	294	350	1.25	400
collecteur N°2	0.086	190.32	150	371	294	341	0.94	400
collecteur N°3	0.206	51	150	294	327	374	1.88	415

Avec :

- D_{cal} : diamètre calculé (mm)
- V : vitesse d'décollement (m/s)
- E : épaisseur de la conduite (mm)
- D_n : diamètre nominal (mm)

III.1.3. Dimensionnement de la station de relevage

Les stations de refoulement sont destinées, en assainissement, à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier les traces devenues économiquement inacceptables en réseau gravitaire, avec les données aval.

A. Détermination des pertes de charge

1. Les pertes de charge linéaires ΔHl

Les pertes de charges linéaires sont calculées à partir de la formule de Hazen Williams

$$\Delta Hl = 10.654 * \left(\frac{Q}{CHw} \right)^{1.8518} * \frac{L}{D^{4.87}}$$

2. Les pertes de charge singulières ΔHs

Les pertes de charge singulières sont estimées à partir des pertes de charge linéaires; elles sont estimées à 10% de ces dernières.

$$\Delta Hs = 0.10 * \Delta Hl$$

3. Les pertes de charge totales

Les pertes de charge totales sont égales à la somme des pertes de charge linéaires et singulières

$$\Delta Ht = \Delta Hl + \Delta Hs$$

4. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

$$Hmt = Hg + \Delta Ht$$

Hg : Hauteur géométrique

ΔHt : La somme des pertes de charge

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: calcul des pertes de charge.

Débit(m ³ /s)	D(mm)	L(m)	Hg(m)	ΔHl	ΔHs	ΔHt	Hmt
0.206	374	51	33	0.327	0.032	0.359	33.359

$$Hc = Hg + aQ^2$$

Hg : hauteur géométrique

a : constante exprimant les pertes de charge

Q : débit en (m³/s)

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Avec :

$$a = (\sum j / Q^2)$$

Hg = H arrivé - Départ

$$H_g = 33 \text{ m}$$

Donc :

$$H_c = 33 + 8.45 \cdot Q^2$$

Tableau IV.4: Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement

Q(m ³ /s)	0.07	0.14	0.21	0.28
Hc	33.04	33.16	33.37	33.66

B.Choix du type de pompe :

La somme des pertes de charge $\Delta H_t = 0.359 \text{ m}$

La hauteur manométrique totale (Hmt)

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t$$

$$H_{mt} = 33.359 \text{ m}$$

Le choix du type de pompe est basé sur ces deux caractéristiques, pour répondre à ces derniers.

On optera pour une installation deux pompe et une autre pompe de sécurité.

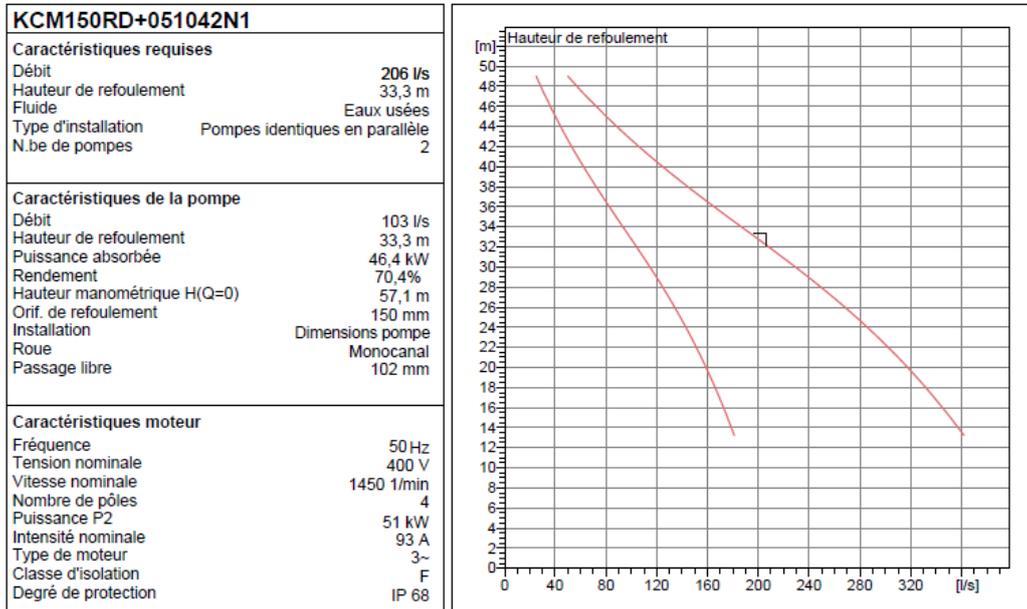
-les caractéristiques suivantes de chaque pompe :

Pompe 1 :

- Hmt = 33.359m
- Q = 206 l/s
- Nombre de tours : 1490 tr/min
- Re : 72.7 %

Pompe 2:

- Hmt = 33.359m
- Q = 206 l/s
- Nombre de tours : 1490 tr/min
- Re : 72.7 %



III.1.4. Dimensionnement de la bêche

Le dimensionnement de la largeur et longueur de la bêche, sont déterminées par l'équation suivante :

On opte pour une bêche d'une surface rectangulaire (L, l) et hauteur H

Avec : $L = 2b$

L : longueur (m).

b : largeur (m).

$V_u = Q_{ptp} / 4 \times f$

V_u : Volume de la bêche

f : nombre de démarrage d'enclenchement par heure (f= 6).

Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie. = 3*Débit de pointe en temps sec (m³/h).

H: hauteur d'eau est de 2 m.

S : surface = V_u / H .

Les résultats du dimensionnement de la bêche sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.5 : caractéristiques de la bêche de réception.

Q_{ptp} (m ³ /h)	V_u (m ³)	S (m ²)	b(m)	L (m)
3412.8	142.2	71.1	5.96	11.92

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

Le dimensionnement de la future STEP de la daïra de M'Chedallah sera fait à base de données mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: donnés de bases

Horizon d'étude		2035	2050
Nombre d'équivalent Habitant		72921	91656
Les charges hydrauliques			
Débit moyen journalier $Q_{moy,j}$	m^3/j	8750.59	10998.72
Débit de pointe en temps sec Q_{pts}	m^3/j	13300.41	16607.80
Les charges polluantes			
Concentrations moyennes des eauxbrutes	mg DBO5/l	333.3	
	mg MES/l	416.6	
Charge journalière en DBO5	Kg DBO5/j	2916	3666
Charge journalière en MES	Kg MES/j	3646	4583

IV.2.1. Prétraitement

IV.2.1.1. Dimensionnement des Dégrillages

On doit déterminer la largeur de la grille qui fait le rôle d'éliminer les déchets solides relativement volumineux. La formule est donnée par KIRCHMER [9] :

$$L = \frac{S \sin \alpha}{h(1 - \beta)\delta} \dots\dots\dots (IV.5)$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

tel que : $S = \frac{Qp}{Ve}$

L : Largeur de la grille (m).

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°

h_{max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{max} = (0,15 - 1.5)$

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

tel que : $S = \frac{Qp}{Ve}$ (IV.6)

S : surface de la grille ;

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

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

- $\beta = d / (d+e)$(IV.7)
- d : épaisseur des barreaux (cm)
- e : espacement entre les barreaux ;

Tableau IV.6: Espacement et épaisseur des barreaux.

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

σ : Coefficient de colmatage de la grille.

- La grille manuelle : $\sigma = 0.25$, (population raccordée > 5000 hab).
- La grille mécanique : $\sigma = 0.5$ (Population raccordée \geq 5000 hab).

- *Horizon 2035*

A.1. Dimensionnement du dégrillage grossier

Le dégrilleur sera dimensionné dans le but de favoriser un écoulement sans dépôt et éviter l'érosion de la conduite

la vitesse de l'écoulement se situe dans l'intervalle : **0,6m/s < V < 1,4m/s. [14]**

Tableau IV.7 : les données de base de dimensionnement du dégrilleur grossier.

Paramètres	Qpts(m3/s)	V(m/s)	hmax(m)	d (cm)	e (cm)	β	σ (grille manuelle)
Valeur	0.153	0.7	0.71	2	8	0.2	0.25

$$L = \frac{0.153 * \sin 60}{0.7 * 0.71 * (1 - 0.2) * 0.25} = 1.33 \text{ m}$$

A.2. Dimensionnement du dégrillage fin

Le dimensionnement du dégrillage fin est fait à l'aide des données exprimées dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.8: les données de base de dimensionnement du dégrilleur fin.

Paramètres	Qpts(m3/s)	V(m/s)	hmax(m)	d (cm)	e (cm)	β	σ (grille mécanique)
Valeur	0.153	0.7	0.71	1	1	0.5	0.5

$$L = \frac{0.153 * \sin 60}{0.7 * 0.71 * (1 - 0.5) * 0.5} = 1.06 \text{ m}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

B. Calcul des pertes de charge

On détermine la perte de charge dans un dégrilleur par la relation de **KIRSCHMER**[9]

$$\Delta H = \gamma \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} \frac{v^2}{2g} \text{Sin } \alpha \dots\dots\dots\text{(IV.8)}$$

Avec :

- ΔH : perte de charge (m).
- γ : coefficient dépendant de la forme des barreaux
- e : espacement entre les barreaux (cm).
- d : épaisseur des barreaux
- g : accélération de la pesanteur (m/s²).
- α : : angle d'inclinaison de la grille ($\alpha = 60^\circ$).
- v : vitesse d'écoulement dans la grille. (m/s)

Les valeurs γ de sont représentées dans le tableau suivant

Tableau IV.9:les valeurs de γ [8]

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

✓ *Calcul des pertes de charge pour la grille grossière de type barreaux circulaire*

Tableau IV.10:les paramètres de calcul des pertes de charges de la grille grossière.

Paramètres	g	V (m/s)	d (cm)	e (cm)	γ	α degré
Valeur	9.81	0.71	2	8	1.79	60

$$\Delta H = 1.79 \left(\frac{2}{8}\right)^{4/3} \frac{0.71^2}{2 \cdot 9.81} \text{Sin } 60 = 0.00627\text{m}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

- **Calcul des pertes de charge pour la grille fin de type barreaux circulaire**

Le calcul des pertes de charge est fait à l'aide des données citées dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.11: les paramètres de calcul des pertes de charges de la grille fine

Paramètres	g	V (m/s)	d (cm)	e (cm)	γ	α degré
Valeur	9.81	0.71	1	1	1.79	60

$$\Delta H = 1.79 \left(\frac{1}{1} \right)^{4/3} \frac{0.71^2}{2 \cdot 9.81} \sin 60 = 0.0387 \text{ m}$$

C. Evaluation des refus des grilles

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

$$\frac{12}{e} \leq V \leq \frac{15}{e} \dots \dots \dots (IV.9)$$

Avec :

- e : espacement de la grille en cm.

c.1) Grille grossier

$$V_{\max} = 15/8 = 1,875 \text{ l/Eh/an}$$

$$V_{\min} = 12/8 = 1.5 \text{ l/Eh/an}$$

c.2) Grille fine

$$V_{\max} = 15/1 = 15 \text{ l/Eh/an}$$

$$V_{\min} = 12/1 = 12 \text{ l/Eh/an}$$

- **Horizon 2050**

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2035 et 2050 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

Tableau IV.12: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2035

Horizon 2035 avec Qpts = 0.153		
Paramètres	Dégrilleur grossier	Dégrilleur fin
- La largeur	1.33 m	1.06
- Hauteur	0.71 m	0.71 m
- L'espace des barreaux e	8 cm	1 cm
- Epaisseur des barreaux d	2 cm	1 cm
- Perte de charge	0.00627 m	0.0387 m
- Volume max	1.875 l/Eh/an	15 l/Eh/an
- Volume min	1.5 l/Eh/an	12 l/Eh/an

Tableau IV.13: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2050

Horizon 2050 avec Qpts = 0.192		
Paramètres	Dégrilleur grossier	Dégrilleur fin
- La largeur	1.67	1.33
- Hauteur	0.71	0.71
- L'espace des barreaux e	8	1
- Epaisseur des barreaux d	2	1
- Perte de charge	0.00627 m	0.0387 m
- Volume max	1.875 l/Eh/an	15 l/Eh/an
- Volume min	1.5 l/Eh/a	12 l/Eh/an

IV.2.1.2 Dessablage-déshuilage

a) Dimensionnement du bassin de dessableur-déshuileur :

Pour qu'il y ait sedimentation des particules il faut que l'inegalite suivante soit verifiee[11] :

$$\frac{L}{H} < \frac{Ve}{Vs} \dots \dots \dots (IV.10)$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0,2 < V_e < 0,5 m^2/s$)

V_s : la vitesse de sédimentation (vitesse est $40 < V_s < 70 m^3/m^2/h$)

L= sa longueur (m)

H= sa profondeur (m)

L/H= (10-15)

Le temps de séjour compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe

H= (1-2.5) m

- **Horizon 2035**

- **Calcul de volume du dessableur**

Tableau IV.14 : paramètre a proposé pour le dimensionnement de l'ouvrage

Paramètre	$Q_{pts}(m^3/s)$	V_e (m/s)	V_s (m/s)	T_s (minute)	H (m)	L/H
Valeur	0.153	0.3	50	7	2	10

- **Le volume**

$$V = Q_{pts} * T_s = 0.2 * 7 * 60 = 64.26 m^3$$

Avec:

- Q_{pts} : le débit de la station.
- T_s : le temps de séjours

- **La surface horizontale**

On a: H=2

$$\text{La surface } Sh \text{ sera : } Sh = V/H = 64.26 / 2 = 32.13 m^2$$

- **La longueur**

$$L/H=10L = 10*2 = 20m$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

➤ **La largeur**

On opte pour un bassin de forme rectangulaire de surface : $Sh = L \cdot b$

$b = Sh/L = 32.13/20 = 1.60 \text{ m}$

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

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m^3 d'air / m^3 d'eau

$q_{air} = Q_{pts} \cdot V \dots\dots\dots (IV.11)$

- V : volume d'air à injecter (m^3), on prend $V = 1,5 \text{ m}^3$
- Q_{pts} : débit de la station

Donc: $q_{air} = 0,153 \cdot 1,5 = 0,229 \text{ m}^3/\text{s} = 824.4 \text{ m}^3 \text{ d'air /h}$

➤ **Vérification de la condition de dimensionnement**

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \Rightarrow \frac{20}{2} \leq \frac{0.3}{0.014}$$

$10 \leq 21.42 \Rightarrow$ La condition de dimensionnement est bien vérifiée.

Calcul des quantités des matières éliminées par le Dessableur

D'après le rapport $\frac{MES}{DBO_5}$ obtenu, le pourcentage de MVS (matières volatiles en suspension) évalué à l'aide de ce tableau ci-dessous

Tableau IV.15: Pourcentage de MVS[12]

MES/DBO₅	1.5	1.17	1	0.83	0.67
%MVS	60	65	68	70	75

$MES/DBO_5 = 3646/2916 = 1.25$

Alors : $MES = 67,29\% \text{ MVS} + 32,71\% \text{ MM}$

La charge en MES à l'entrée de dessableur est : **MES = 3646 kg/j**

- Les MVS contenus dans les MES sont :

$MVS = 3646 \cdot 0,6729 = 2453.3 \text{ kg/j}$ **MVS = 2453.3 kg/j**

- Les matières minérales (MM) dans les MES sont :

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$$MM = 3646 * 0,3271 = 1192.60 \text{ kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MM = 1192.60 \text{ kg/j}}$$

- Les matières minérales éliminées

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

$$MMe = 1192.60 * 0,7 = 834.82 \text{ kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MMe = 834.82 \text{ kg/j}}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur

$$MMs = MMt - MMe$$

$$MMs = 1192.60 - 834.82 = 357.77 \text{ kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MMs = 357.77 \text{ kg/j}}$$

- Les MES à la sortie de dessableur

$$MES = MVS + MMs$$

$$MESs = 2453.30 + 357.77 = 2811.07 \text{ kg/j} \qquad \mathbf{MESs = 2811.07 \text{ kg/j}}$$

- **Horizon 2050 (extension)**

Pour cet horizon, on dimensionne le dessableur-déshuileur avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{pts} = Q_{tps}(2050) - Q_{tps}(2035) \dots \dots \dots (IV.12)$$

$$\text{Donc : } Q_{pts} = 0,192 - 0,153 = 0,0399 \text{ m}^3/\text{s} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q_{pts} = 0,039 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Avec :

Q_{ptp} : débit de la station (débit en temps sec).

- MES à l'entrée = $4553 - 3646 = 907 \text{ kg/j}$.
- DBO5 à l'entrée = $3666 - 2916 = 750 \text{ kg/j}$

On opte aussi la même forme de dessableur-déshuileur (rectangulaire) avec les caractéristiques suivantes :

T_s : 7 minutes

$L/H = (10-15)$. On prend $L/H = 10$.

$H = (1 - 2.5) \text{ m}$. On prend $H = 2 \text{ m}$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du dessableur-déshuileur pour les deux horizons.

Tableau IV.16: Dimensionnement du dessableur-déshuileur.

Désignation	unité	Horizon	
		2035	2050
Surface horizontale (Sh)	m^2	32.13	8.19
Volume (V)	m^3	64.27	16.38
Hauteur	m	2	2
Largeur	m	1.6	0.40
Langueur	m	20	20
Nombre d'ouvrage		1	1
Temps de séjour Ts	min	7	7
Quantité d'air à injecter (q_{air})	m^3 d'air/h	824.4	210.6
Matières minérales en suspension totales (MM)	Kg/j	1192.60	306.49
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	834.82	214.54
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	357.77	91.95
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	2453.3	630.50
Matières en suspension restantes	Kg/j	2811.07	722.45

IV.2.2.Traitement primaire (décanteur primaire)

Pour notre étude on optera pour un décanteur de forme circulaire est cela pour ces avantages multiples contrairement au décanteur rectangulaire.[13]

IV.2.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire

On opte pour un décanteur d'une forme circulaire, les principes de calcul du décanteur sont : La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par :

$$Vlim = \frac{Q_{pts}}{s} \dots \dots \dots (IV.13)$$

- Qpts : débit de la station
- S : surface total

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

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport Qpts/Qmoyh

- **Horizon 2035**

Tableau IV.17: les valeurs de la vitesse limite en fonction de k

K= Qpts/Qmoyh	2.5	3	5	8	10
Vlim(m/h)	2	2.5	3.75	5	6

K= Qpts/Qmoyh

On a :

Qmoyh : débit moyenne horaire = 364.60m³/h

Qpts : débit de pointe à temps sec = 554.18m³/h

D'où :

K =554.18/364.60 = 1,51 donc d'après ce tableau on tire la vitesse Vlim = 2m/h

➤ **La surface horizontale du décanteur**

Sh = Qpts/Vlim=554.18/2 = 277.09m² **Sh= 277.09 m²**

➤ **Volume du décanteur**

➤

V = Qpts*Ts ; on prend Ts = 2 h

V=554.18 * 2= 1108.36 m³ **V=1108.36m³**

➤ **La hauteur de décanteur**

$$H = V / Sh = 1108.36 / 360 = 3.07 \text{ m} \quad \mathbf{H = 3.07m}$$

Remarque

Une hauteur de revanche de 0,75 doit être ajoutée à la hauteur totale afin d'éviter le débordement ; donc la hauteur totale du décanteur primaire est de $\mathbf{H = 3.82m}$

➤ **Le diamètre du décanteur**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot v}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1108.36}{3.14 \cdot 3.07}} = 21.44 \text{ m}$$

Détermination du temps de séjours

✓ Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{\text{moyh}} = 1108.36 / 364.60 = 3.04 \text{ h}$$

✓ Pour le débit par temps sec

$$T_s = V / Q_{\text{pts}} = 1108.36 / 554.18 = 2 \text{ h}$$

IV.2.2.2. Calcul de la quantité des 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. [13]

$$\text{DBO}_5 = 2916 \text{ kg/j}$$

$$\text{MES} = 3646 \text{ kg/j}$$

➤ Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc

$$\text{DBO}_{5e} = 2916 \cdot 0,3 = 874.8 \text{ kg/j} \quad \mathbf{\text{DBO}_{5e} = 874.8 \text{ kg/j}}$$

$$\text{MES}_e = 3646 \cdot 0,6 = 2187.6 \text{ kg/j} \quad \mathbf{\text{MES}_e = 2187.6 \text{ kg/j}}$$

➤ Les charges à la sortie du décanteur primaire

$$\text{DBO}_{5s} = \text{DBO}_5 - \text{DBO}_{5e} = 2916 - 874.8 = 2041.2 \text{ kg/j} \quad \mathbf{\text{DBO}_{5s} = 2041.2 \text{ kg/j}}$$

$$\text{MES}_s = \text{MES} - \text{MES}_e = 3646 - 2187.6 = 1458.4 \text{ kg/j} \quad \mathbf{\text{MES}_s = 1458.8 \text{ kg/j}}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

• **Horizon 2050 (extension)**

On dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{pts} = Q_{tps(2050)} - Q_{tps(2035)} = 0.039 m^3/s$$

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

$$DBO_5 = DBO_5(2050) - DBO_5(2035) = 3666 - 2916 = 750 \text{ Kg/j}$$

$$MES = MES(2050) - MES(2035) = 4583 - 3646 = 937 \text{ Kg/j}$$

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau ci-après :

Tableau IV.18: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

Désignation		Unité	2035	2050 (extension)
Débit de la station		m^3/s	0.153	0.044
Surface horizontale		m^2	277.09	68.90
Volume		m^3	1108.36	275.61
Nombre de décanteur		-	1	1
Hauteur+revanche		m	3.82	3.82
Diamètre		m	21.44	10.69
Temps de séjour	Débit moyen horaire	h	3.04	2.94
	le débit par temps sec		2	2
MES entrées		Kg/j	3646	937
DBO ₅ entrée		Kg/j	2916	750
MES éliminer		Kg/j	2187.6	562.2
DBO ₅ éliminer		Kg/j	874.8	225
MES sorties		Kg/j	1458.8	374.8
DBO ₅ sorties		Kg/j	2041.2	525

IV.2.3. Les traitements secondaires

IV.2.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Prévoit un décanteur primaire de volume 1108.36m^3 pour 2035 et de 275.61m^3 pour 2050.

Les données :

$$Cv = \frac{(\text{DBO 5 éliminée de l'effluent})}{(\text{Unité de volume du bassin})} \dots\dots\dots(\text{IV.14}) [10]$$

$$Cv = \frac{874.8}{1108.36} = 0.764 \text{ kg DBO}_5/\text{j}/\text{m}^3$$

Le bassin d'aération choisi est de forme carré où arrivent les eaux usées prétraitées et ayant subi une décantation primaire.

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique

- **Horizon 2030**

- **Le volume du bassin :**

$$Va=L0/Cv \dots\dots\dots(\text{IV.15})$$

- ✓ Cv : Charge volumique (kg DBO₅/m³.j) **$Cv = 0.764 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$**
- ✓ L_0 : charge polluante (kg DBO₅/j)).On a : **$L_0=2041.2\text{kg}/\text{j}$**

$$\text{Donc : } V = L_0/Cv = 2041.2 / 0.764 = 2671.72\text{m}^3$$

$$V=2671.72 \text{ m}^3$$

- **La hauteur du bassin**

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

La hauteur de revanche du bassin doit être $80 \text{ cm} \leq h$. On prend **h=80cm**

- **Surface horizontale du bassin**

$$Sh=V/H=2671.72/4= 667.93\text{m}^2$$

$$Sh= 667.93\text{m}^2$$

➤ Calcul des dimensions du bassin (rectangle)

$$L=2b$$

$$L = \sqrt{2 * Sh} = \sqrt{2 * 667.93} = 36.54mL = \mathbf{36.54 m}$$

$$\mathbf{b=18.27 m}$$

➤ La masse de boues dans le bassin

$$Xa = \frac{Lo}{cm} = \frac{2041.2}{0.3} = 6804kg$$

$$\mathbf{Xa=6804 kg}$$

➤ Concentration de boues dans le bassin

$$[Xa] = Xa / V = 6804/2671.72 = 2.54 kg/m^3$$

$$\mathbf{[Xa]=2.54kg/m^3}$$

➤ Calcul du temps de séjour

Pour le débit moyen horaire

$$Ts = \frac{V}{Q_{moy .h}} = \frac{2671.72}{364.60} = 7.32h$$

$$\mathbf{Ts = 7.32 h}$$

Pour le débit de pointe par temps sec

$$Ts = \frac{V}{Q_{moy .j}} = \frac{2671.72}{554.18} = 4.82h$$

$$\mathbf{Ts = 4.82 h}$$

➤ Concentration de l'effluent en DBO5

$$So = Lo / Q_{moy j} = 2041.2/ 8750.59 = 233.26 mg/l$$

$$\mathbf{So=233.26 mg/l}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

➤ La charge polluante à la sortie du décanteur secondaire ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)

La charge polluante exprimée en DBO_5 à la sortie du décanteur secondaire a une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO_5 .

D'où la charge :

$$L_f = S_f * Q_{\text{moy}} = 0,03 * 8750,59 = 262,51 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \mathbf{L_f = 262,51 \text{ kg DBO}_5/\text{j}}$$

➤ La charge polluante en DBO_5 éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f = 2041,2 - 262,51 = 1778,7 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \mathbf{L_e = 1778,7 \text{ kg DBO}_5/\text{j}}$$

➤ Le rendement de l'épuration

$$R\% = (L_0 - L_f) / L_0$$

$$R\% = (2041,2 - 262,51) / 2041,2 = 0,87 \mathbf{R = 87,13\%}$$

IV.2.3.2. Besoins théoriques en oxygène

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

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

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

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_a \text{ (Kg/j)} \dots\dots\dots \text{(IV.16)}$$

- L_e : DBO_5 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 transformée 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.
- b' : coefficient cinétique de respiration endogène

Les valeurs moyennes des paramètres a' et b' sont données dans le tableau suivant:

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

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

$$Q_{o2\text{réel}} = \frac{q_{o2}}{\alpha \cdot \beta} \dots \dots \dots (IV.18)$$

α : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendants de la nature de l'eau (MES, tensio-actif) et du système d'aération.

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épure})} = 0,8 \dots \dots \dots (IV.19)$$

β : Tel que : $0,8 \leq \beta \leq 0,95$

On prend : $\beta = 0,9$

$$q_{o2\text{réel}} = 82,48 / 0,8 * 0,9 = 114,55 \text{ kg } o_2/h$$

$$q_{o2\text{réel}} = 114,55 \text{ kg } o_2/h$$

$$\text{En moyenne : } q_{o2\text{réel}} = \frac{1614,64}{0,8 * 0,9} = 2242,55$$

$$q_{o2\text{réel } j} = 2242,55 \text{ kg } o_2/j$$

IV.2.3.3 Calcul des caractéristiques de l'aérateur

a . Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (En).

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 à 2 kg O₂/KWh.

$$E_n = \frac{q_{o2}}{E_a} \dots \dots \dots (IV.20)$$

Avec :

- q_{o2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)
- E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance

On prend : $E_a = 1,5 \text{ kg } O_2/kwh$

$$\text{Donc : } E_n = \frac{114,55}{1,5} = 38,18kw$$

$$E_n = 76,36kw$$

b. Puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = S_h \cdot P_a \dots \dots \dots (IV.21)$$

Avec :

- **Pa** : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbée (**Pa**) pour les aérateurs de surface comprise entre 70 et 80 dans

notre cas on prend

$$P_a = 80 \text{ w/m}^2$$

- **Sh** : surface horizontale du bassin.

$$\text{Donc : } E_b = 667.93 \cdot 80 = 53.43 \text{ kw}$$

$$E_b = 53.43 \text{ kw}$$

C. Calcul de nombre d'aérateur dans le bassin

$$N_a = E_n / E_b = 38.18 / 53.43 = 1.42$$

On prend deux aérateurs ($N_a = 2$) **$N_a = 2$**

IV.2.3.4 Bilan de boues

a- Calcul de la quantité des boues en excès :

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

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots \dots \dots (IV.22)$$

Avec :

X_{min} : boues minérales (30% MES)

X_{dur} : boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.

a_m : coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO₅ éliminées).

b : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b , généralement retenues pour les boues activées,

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

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 : $I_m = 100 \text{ ml/g}$

D'où :

$$X_m = \frac{1200}{100} = 12 \text{ kg/m}^3 \qquad X_m = 12 \text{ kg/m}^3$$

c- Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par :

$$Q_{bexc} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1087.21}{12} = 90.60 \text{ m}^3/\text{j} \qquad Q_{bexc} = 90.60 \text{ m}^3/\text{j}$$

d- Le débit spécifique par m^3 de bassin :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots (IV.24)$$

Avec :

V : Volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = \frac{1087.21}{2671.72} = 0.40 \text{ kg/m}^3/\text{j} \qquad q_{sp} = 0.40 \text{ kg/m}^3/\text{j}$$

e- Les boues recyclées

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin d'aération, une optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne et d'éviter l'accumulation des boues dans le clarificateur, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aération. En effet, si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Dans ce cas, on assiste à un passage en anaérobie qui provoque une remontée des boues dans le clarificateur

e-1 Le taux de recyclage

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

$$R = \frac{100[Xa]}{1200 - [Xa]} \dots\dots\dots(IV.25)$$

- R : taux de recyclage(%)

- [Xa] : concentration des boues dans le bassin = 1.98Kg/m³

$$R = \frac{100 * 2.54}{1200 - 2.54} = 26.85 \quad \mathbf{R = 26.85\%}$$

e-2 Le débit des boues recyclées

$$Q_r = R Q_j \dots\dots\dots(IV.26)$$

Donc :

$$Q_r = 0.2685 * 8750.59 = 2349.53 m^3/j$$

$$\mathbf{Q_r = 2349.53 m^3/j}$$

Remarque :

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration.

e-3 Age des boues

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

$$\mathbf{Ab} = \frac{Xa}{\Delta X} \dots\dots\dots(IV.27)$$

$$Ab = \frac{6804}{1087.21} = 6.25 \text{ jours} \quad \mathbf{Ab = 6.25 \text{ jours}}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Horizon 2050

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

$$Q_{pts} = Q_{pts}(2050) - Q_{pts}(2035)$$

$$\text{Donc : } Q_{pts} = 0,192 - 0,153 = \mathbf{0,0349/s}$$

Avec :

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

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

$$\text{- DBO5} = \text{DBO5}(2050) - \text{DBO5}(2035) = 2566.2 - 2041.2 = \mathbf{525\text{Kg/j}}$$

$$\text{- MES} = \text{MES}(2040) - \text{MES}(2020) = 3208.1 - 2552.2 = \mathbf{455.9\text{Kg/j}}$$

Les résultats de dimensionnement de clarificateur et décanteur secondaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau VI.21 :

Tableau IV.21 : Résultats de calcul d'aérateur pour les horizons 2035 et 2050.

Désignation	Unité	2035	2050(extension)
Donnée de base			
Debit moyen journalier $Q_{moy\ j}$	m^3/j	8750.59	2248.13
Débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$	m^3/h	364.60	93.67
Débit de pointe en temps sec Q_{pts}	m^3/h	554.10	137.80
Charge polluante a l'entrée du bassin Lo	Kg/j	2041.2	525
Concentration de l'effluent en DBO5 So	mg/l	233.26	233.26
La charge polluante à la sortie Lf	KgDBO5/j	262.51	67.44
La charge polluante éliminée Le	KgDBO5/j	1778.7	457.56
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	87.13	87.13
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	2671.82	648.15
Nombre	-	2	2
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	676.93	162.03
Longueur du bassin L	m	36.54	18
Largeur du bassin b	m	18.27	9
La masse de boues dans le bassin Xa	Kg	6804	1750
Concentration de boues dans le bassin $[Xa]$	Kg / m^3	2.54	2.54
Temps de séjours Ts			
- débit moyen horaire	h	7.32	6.91
- débit de pointe par temps sec	h	4.82	4.70

Suite au Tableau IV.21 : Résultats de calcul d'aérateur pour les horizons 2035 et 2050.

Désignation	Unité	2030	2050(extension)
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	1614.64	415.33
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	67.27	17.30
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ .j	0.60	0.64
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	82.48	23.40
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
- Besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	114.55	32.5
- puissance de l'aération nécessaire	Kw	76.36	16.25
- puissance de brassage	Kw	53.43	12.96
- nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	2
Bilan de boues			
la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	1087.21	279.55
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	12	12
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	90.60	23.29
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0.40	0.43
Le taux de boues recyclées R	%	26.85	26.84
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	2349.53	603.62
Age des boues A_b	j	6.25	6.30
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	-	Circulaire	Circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	369.45	91.86
Diamètre	m	21.69	10.81
Volume	m ³	1108.36	275.6
Hauteur	m	3	3
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	3.04	2.64
- débit de pointe par temps sec	h	2	2

IV.2.5. Traitement tertiaire (désinfection)

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son faible coût.

IV.1.5.1. Dose du chlore à injecter

La dose de 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. [14]

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

Horizon 2035 :

➤ La dose journalière du chlore D_j

La quantité de chlore à ajouter après l'épuration par boue activée à aération prolongée varie de 5 à 10 mg/l qui permet de laisser une teneur résiduelle de 0,1 mg/l.

$$D_j = Q_{\text{moy},j} * 0,01 = 8750.59 * 0,01 = 87.50 \text{ kg/j} \quad \mathbf{D_j = 87.50 \text{ kg/j}}$$

Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{pts}} = 554.10 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (débit de pointe en temps sec)}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

➤ Le volume du bassin

$$V = Q_{\text{pts}} * T_s = 554.10 * 30 / 60 = 277.05 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 277.05 \text{ m}^3}$$

➤ La hauteur du bassin

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

➤ La surface horizontale

$$S_h = V / H = 277.05 / 3 = 92.35 \text{ m}^2 \quad \mathbf{S_h = 92.35 \text{ m}^2}$$

➤ La largeur et la longueur

On prend : $L = 2b$

$$L = \sqrt{2 * S_h} = \sqrt{2 * 92.35} = 13.59 \text{ m} \quad \mathbf{L = 13.59 \text{ m}}$$

$$\text{Alors : } b = 6.79 \text{ m} \quad \mathbf{b = 6.79 \text{ m}}$$

Horizon 2050

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

$$Q_{pts} = Q_{pts}(2050) - Q_{pts}(203)$$

$$\text{Donc : } Q_{pts} = 0,192 - 0,153 = \mathbf{0,034m^3/s}$$

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

Tableau IV.22 : Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2050

Désignation	Unité	2035	2041(extension)
Caractéristiques du bassin de Désinfection			
Forme	rectangulaire	rectangulaire	rectangulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Volume	m ³	277.05	68.90
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	92.35	22.96
Longueur	m	13.58	6.76
largeur	m	6.79	3.38
dose journalière du chlore Dj	kg/j	87.50	22.48

IV.3. Dimensionnement

IV.3.1. L'épaississeur

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

➤ **Dimensionnement de l'épaississeur**

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

a- Boues issues du décanteur primaire

$$DX_p = DBO_{5e} + MESe$$

$$DX_p = 874.8 + 2187.6 = 3062.4 \text{ Kg/j} \quad \mathbf{DX_p = 3062.4 \text{ Kg/j}}$$

b- Boues issues du décanteur secondaire

$$DX_s = 1087.21 \text{ Kg/j (Représente les boues en excès)}$$

$$\mathbf{DX_s = 1087.21 \text{ Kg/j}}$$

c- la quantité totale journalière des boues sera

$$DX_t = DX_p + DX_s = 3062.4 + 1087.21 = 4149.61 \text{ Kg/j} \quad \mathbf{DX_t = 4149.61 \text{ Kg/j}}$$

d- La concentration des boues

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : (20÷30) g/l

- Boues secondaire : (10÷30) g/l

e- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur :

1- Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = DX_p / S_1$$

DX_p : quantité issues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues.

On prendra $S_1 = 25 \text{ g/l}$

$$Q_1 = 3062.4 / 25 = 122.49 \text{ m}^3/\text{j} \quad \mathbf{Q_1 = 120.22 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

2- Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = DX_s / S_2$$

S₂: concentration des boues.

On prendra **S₂=20 g/l**

$$Q_2 = 1087.21 / 20 = 54.36 \text{ m}^3/\text{j} \quad \mathbf{Q_2 = 54.36 \text{ m}^3/\text{j}}$$

3- Le débit total (Qt)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 120.22 + 54.36 = 128.7 \text{ m}^3/\text{j} \quad \mathbf{Q_t = 174.58 \text{ m}^3/\text{j}}$$

4- La concentration du mélange (S)

$$S = DX_t / Q_t = 4149.61 / 174.58 = 23.76 \text{ Kg/ m}^3 \quad \mathbf{S = 23.76 \text{ Kg/ m}^3}$$

5- Le volume de l'épaisseur

$$V = Q_t \cdot T_s = 174.58 \cdot 2 = 349.16 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 349.16 \text{ m}^3}$$

T_s : temps de séjours = 2j

L'épaisseur est cylindro-conique raclé, avec une pente de 20°

6- La surface horizontale

Pour une profondeur de **H = 3,5m**.

D'où :

- H : hauteur = 3,5 m (hors cône)

- Hauteur boue = 1,5 m

- Hauteur d'eau claire = 2m

On calcule :

$$Sh = V / H = 349.16 / 3 = 116.38 \text{ m}^2 \quad \mathbf{Sh = 116.38 \text{ m}^2}$$

7- Le diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 116.38}{3.14}} = 12.17 \text{ m} \quad \mathbf{D = 12.17 \text{ m}}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

8- La hauteur du cône :

La hauteur du cône de l'épaississeur sera définie par :

$$\text{Hauteur du cône} = \text{diamètre} * 0,15 = 12,17 * 0,15 = 1,82\text{m} \quad \mathbf{H = 1,82m}$$

9- Volume du cône :

$$\text{Volume du cône} = Sh * \text{hauteur du cône} / 3$$

$$\text{Volume du cône} = 116,38 * 1,82 / 3 = 70,85\text{m}^3 \quad \mathbf{V = 70,85 m^3}$$

La concentration des boues à l'extraction varie entre 25 à 30 kg/m³

On prendra la valeur 30 kg/m³.

➤ La quantité des boues à extraire sera de :

$$Q_b = 4149,61 / 30 = 138,32 \text{ m}^3/\text{j} \quad \mathbf{Q_b = 138,32 m^3/j}$$

IV.3.2. digesteur aérobie

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues. [15]

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

A-1. La quantité de MVS contenue dans les boues

$$\text{MES} = 2811,07 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM} = 919,50 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 1891,56 \text{ kg/j}$$

A-2. La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation

$$(\text{MVS}) \text{ sortie} = \text{MVS} - 0,45 * \text{MVS} = 1891,56 - (0,45 * 1891,56) = 1040,35 \text{ kg/j}$$

$$(\text{MVS}) \text{ sortie} = \mathbf{1040,35 \text{ kg/j}}$$

-Boues en excès dans le stabilisateur

En admettant que les matières minérales sont entièrement conservées, on doit extraire tous les Jours

$$Q_{\text{exces}} = \text{MVS} + (\text{MVS}) \text{ sortie} = 1891,56 + 1040,35 = 2931,91$$

$$Q_{\text{exces}} = \mathbf{2931,91 \text{ kg de boues/ j}}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

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

-La concentration q_B s'étendant de 80 à 100 g/l on prend $q_B=100\text{g/l}$

-Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_B / q_B \dots\dots\dots (IV.28)$$

Avec : $M_B = Q_{\text{exces}} * T$

T : temps de stabilisation $T = (M_{ES} / MM) * t$

$$M_B = Q_{\text{exces}} * T = 2931.91 * (2931.91 / 919.50) * 3 = 28045.99 \text{ kg} \quad \mathbf{M_B = 28045.99Kg}$$

$$\text{Donc : } V_{BS} = M_B / q_B \quad \mathbf{V_{BS} = 280.45m^3}$$

Surface horizontale

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

$$S_H = V_{BS} / H \quad \mathbf{S_H = 70.11m^2}$$

La longueur de bassin on a $L = 2 * l$

$$\text{Donc : } L^2 = S_H / 0.5 \quad L = \sqrt{\frac{S_H}{0.5}} \quad \mathbf{L = 11.84m}$$

La largeur de bassin

$$l = \frac{L}{2} = \mathbf{5.92m}$$

$$\mathbf{l = 5.92 m}$$

Aération du bassin

-La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface, il faut :

2 kg O_2 /kg MVS détruit

-La masse des boues détruites par jour est de 1020.95 kg/j

$$D_{O_2} = 2 * 1040.35 = 2080.7 \text{ kg } O_2/j \quad \mathbf{D_{O_2} = 2080.7 kg } O_2/j$$

IV.3.3.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.[15]

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.

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b=10m; \quad L=30m; \quad H=0,5m$$

D'où le volume de boues épandues sur chaque lit : $V = b * L * H = 150m$

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. Le volume des boues à extraire quotidiennement V_i est celui qui correspond à la quantité des boues à extraire qui est :

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 1040.35 \text{ kg/j.}$$

Et la quantité de boues fraîches à la sortie des décanteurs primaire $Q = 3062.40 \text{ kg / j}$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 40 et 80 g/l. On prend 70

$$V_1 = \frac{1040.35 + 3062.40}{70} = 58.61 \text{ m}^3/\text{j}$$

Nombre de lit nécessaire à chaque épandage : $n \geq V_1 / V = 58.61 / 150 = 0,39$

Volume des boues épandues par lit et par an :

Il est généralement admis que chaque lit sert 9 fois par an $V_2 = 9 * 150 = 1350 \text{ m}^3$

Le volume des boues à sécher par an : $V_{Ba} = V_1 * 365 = 58.61 * 365 = 21392.65 \text{ m}^3$

Nombre de lit nécessaire : $N \geq V_{Ba} / V_2 = 21392.65 / 1350 = 16 \text{ lits}$

Surface nécessaire : $S = S_0 * N$

Où : S_0 : surface d'un lit de séchage : $S_0 = L * b = 30 * 10 = 300 \text{ m}^2$

D'où : $S = 300 * 16 = 0,48 \text{ ha}$

Horizon 2050

Les résultats de dimensionnement des ouvrages de traitement des boues pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.23: Résultats des ouvrages de traitement des boues pour l'horizon 2050.

Désignation	Unité	2035	2050(extension)
L'épaississeur			
Boues issues du décanteur primaire DXp	kg/j	3062.4	787.2
Boues issues du décanteur secondaire DXs	kg/j	1087.21	279.55
la quantité totale journalière des boues DXt	kg/j	4149.61	1066.75
La concentration des boues			
- Boues primaires	g/l	25	25
- Boues secondaire	g/l	20	20
Le débit arrivant du décanteur primaire Q1	m ³ /j	120.22	31.48
Le débit arrivant du décanteur secondaire Q2	m ³ /j	54.36	13.97
Le débit total (Qt)	m ³ /j	174.58	45.45
La concentration du mélange (S)	Kg/ m ³	23.76	23.47
Le volume de l'épaississeur	m ³	349.16	90.90
Nombre de bassins	-		
Forme	-	Cylindro-conique	Cylindro-conique
Hauteur de l'épaississeur	m	3.5	3.5
La surface horizontale	m ²	116.38	25.97
Le diamètre	m	12.17	5.75
La hauteur du cône	m	1.82	0.86
Volume du cône	m ³	70.85	7.46
La quantité des boues à extraire	m ³ /j	138.32	35.55
Digesteur aérobic			
La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation	kg/j	1040.35	722.45
Boues en excès dans le stabilisateur	kg/j	2931.91	753.49
Volume du bassin de stabilisation	m ³	280.45	61.08
Surface horizontale	m ²	70.11	15.27
La hauteur	m	4	4
La longueur de bassin	m	11.84	5.52
La largeur de bassin	m	5.92	2.76
La quantité d'air nécessaire	kg O ₂ /j	2080.7	534.74

Suite au tableau IV.23: Résultats des ouvrages de traitement des boues pour l'horizon 2050

Désignation	Unité	2035	2050(extension)
Lit de séchage			
Volume de chaque lit	m ³	150	150
Volume de chaque par an	m ³	1350	1350
Volume des boues a sécher	m ³	21392.65	6892.97
Surface nécessaire	ha	0.48	0.15
Longueur L	m	30	30
Largeur b	m	10	10
Nombre de lits	–	16	5

Conclusion

A travers les calculs effectués dans ce chapitre, nous pouvons juger que la superficie du terrain réservé pour la station d'épuration, est suffisante pour l'implantation des différents ouvrages constituant notre station y compris leurs accessoires pour les deux horizons (2035-2050)

- On a opté pour le dimensionnement a faible charge pour les raisons suivantes :
- Coût global de la STEP moins élevé par rapport forte charge.
- facilite d'exploitation et bonne fiabilité.
- ne nécessite pas une grande surface par rapport au lagunage naturel et lagunage aéré.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif du traitement des eaux usées résiduaires est l'obtention d'une eau épurée qui satisfait aux normes de rejets édictées par la législation et pouvant par suite être évacuée sans danger dans le milieu naturel où bien être utilisée dans le cadre de mesures nécessaires à une bonne gestion de l'eau (recyclage).

A l'instar de ces dires, le but de notre travail est la conception de la station d'épuration de la ville de M^rChedallah.. Cette station ainsi conçue traitera les eaux résiduaires d'une pollution qui passera de 65261 à 76330 équivalents habitant aux horizons 2035 et 2050.

En effet, la technique de traitement est choisie à base des charges à traiter, milieu récepteur et la disponibilité du site d'implantation.

Le traitement des eaux commence par une épuration physique de toutes les eaux admises à la station suivi d'une épuration biologique (boues activées) à faible charge et qui s'achève par une désinfection.

La valorisation des boues et la réutilisation des eaux épurées sont les deux autres perspectives dont pourra bénéficier des agricultures de la région.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et même sa durée de vie sont étroitement liées à l'entretien et à la gestion de celle-ci, raison pour laquelle beaucoup de stations sont aujourd'hui inexploitées à cause de ce problème.

Références Bibliographiques

- [1] JOUALI, M. « *Cours de procédés unitaires biologiques et traitement des eaux* », 2ème édition, office des publications universitaires, Alger, 107 p, 2008.
- [2] TOUATI, K. « *conception de station d'épuration par boues activées de la ville d'Akbou (W.BEJAIA)* ». Université Abderrahmane Mira de Bejaia, septembre 2012.
- [3] BOUHOREIRA, M. « *Dimensionnement d'une Station d'épuration pour la ville de Adrar* ». Mémoire magister université KASDI MERBAH-OUARGLA, 2011.
- [4] GAID, A. « *Épuration biologique des eaux usées urbaines* » Edition Office des publications universitaires, Alger, 1985.
- [5] Memento technique de l'eau Ed. Technique et documentation, Paris, 1972.
- [6] Boutin, C. « *ingénieurs N° 34-p.47 a55, éléments de comparaison technique et économiques des filières d'épuration adaptées aux petites collectivités* ». p34-47, 22 mars 2010.
- [7] BALEH, K. « *Conception de station d'épuration de la ville d'Azazga, wilaya de Tizi Ouzou* », Mémoire de fin d'études, Master Hydraulique, ENSH, novembre 2011.
- [8] BELARBIA, A., BELMILOUD, K. « *Dimensionnement de la station d'épuration de la ville de Tazmalt, wilaya de Bejaia* », Mémoire de fin d'études, Master Hydraulique, Université de Bejaia, 2015.
- [9] GAID, A. « *épuration biologique des eaux usées urbaines* », tome 1, office des publications universitaires, Ben-Aknoun (Alger), 1984.
- [10] SATIN, M., SELMI, B. « *Guide technique de l'assainissement- le Moniteur* », 1995.
- [11] DJEBALI, O. « *Contribution à la réhabilitation de la station d'épuration de BARAKI (Alger)* », ENP, promotion 2008.
- [12] DHAOUADI, H. « *Traitement des eaux usées urbaines les procédés biologiques d'épuration* », université virtuelle de Tunis, 2008.
- [13] REGIS, B M.S, B.S Guide technique de l'assainissement 4ème édition le moniteur ,2010.
- [14] HADJRABAH, M. « *Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia* ». PFE, (ENP) promotion 2004/2005.
- [15] GOUNANE, I., DJAROUN, H. « *Dimensionnement hydraulique de la station d'épuration de la ville de Tazmalt wilaya de Bejaia* », mémoire de fin cycle, Université Abderahmane Mirade Bejaia, Département d'Hydraulique, 2015.

Annexe I.1 :

Photo N°1

Site d'implantation de la future Step de M'chedella



Photo N°2

Lieu de rejet de la ville de M'chedella et Bouaklen



Photo N°3

Lieu de rejet de raffour



Photo N°4

rejet de raffour



Photo N°5

Rejet 2 de Ahnif



Photo N°6

Rejet 2 de Ahnif



Photo N°7

Rejet 1 de Ahnif



Photo N°8

Pollution de l'oued Sahel



Photo N°9

Décharge sauvage sur les berge de l'oued Sahel



ملخص

في الجزائر حجم المياه المستعملة التي يتم تصريفها في الوديان و البحار و المحيطات في تزايد و هذهالوضعية السلبية افرزت انعكاسات خطيرة على صحة المواطنين و أدت الى تفاقم ظاهرة التلوث البيئي

ان عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينةمشد الله ولائقالبويرة وهذا يهد ف الى تحسرين الأوضاع لإيكولوجي و المحافظة على الوسط الطبيعي و حمايقالصح العمومية مذكرتنا هذه تنظم دراسة مفصلة لتجسين المحطة بقدرة استيعاب متوسطة على مرحلتين .المرحلة لأولى معالجة المياه المستعملة في أفاق2035 ذات قدرة معالجة 65261 نسمة .المرحلةالتالية تتمثل في توسيع المحطة لضمان رفع قدرة استيعابالمياه المستعملة إلى76330 نسمة في أفلق 2050

Résumé

En Algérie, le volume d'eaux usées rejetées dans les oueds, les mers et les océans augmente, ce qui a eu de graves répercussions sur la santé des citoyens et a entraîné une augmentation du phénomène de pollution de l'environnement.

Notre mémoire de fin d'étude consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville de M`Chedallah (W.BOUIRA) dans le but d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux usées, préserver le milieu naturel et protéger la santé publique.

Dans ce mémoire on a dimensionné la station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge, cette station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 65261 équivalent habitant à l'horizon 2035.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 76330 équivalent habitant à l'horizon 2050

Abstract

In Algeria, the volume of waste water Which drains into valleys, seas and oceans is increasing. This negative situation has had serious repercussions on the health of citizens and has led to an increase in the phenomenon of environmental pollution.

Our dissertation consists in carrying out a purification plant for the town of M`Chedallah (BOUIRA) with an aim of preserving the natural environment and protecting the public health and to improve the ecologic conditions of the province.

In this dissertation, we size the treatment plant wastewater by activated sludge to average charge, this station is made to two phases: The first phase will permit to treat pollution due to the population will 65826 inhabitants in 2035 horizons.

The second phase consists of extension workshops for these latter correspond to an increase of the initial capacity of the station with 76535 equivalent habitants in 2050 horizons