

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION
PAR LAGUNAGE AERE DE LA VILLE DE HASSI
MESSAOUD (W.OUARGLA)**

PRESENTE PAR:

M^{lle} CHEMINI Katia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} : AMMOUR Fadhila	M.A.A	Présidente
M ^{me} : KAHLERRAS Malika	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : SALHI Chahrazed	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : BELLABAS Salima	M.A.A	Promotrice

Septembre - 2016

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tout d'abord DIEU tout puissant qui m'a procuré le courage et la volonté nécessaire pour mener à bien et élaboré ce modeste travail.

Je remercie ma promotrice Madame BELLABAS Salima pour son soutien, ses encouragements et conseils et ainsi que sa disponibilité.

Je remercie aussi tous mes enseignants qui m'ont formé pour arriver à ce niveau-là.

Mes sincères remerciements vont également à tous ceux qui ont apportés leur contribution à l'élaboration de mon mémoire et le déroulement de mon stage de fin d'étude :

Le personnel de la subdivision des ressources en eau Hassi Messaoud et le bureau d'étude SEDAT Ouargla.

A ceux qui m'ont soutenue de près ou de loin à l'achèvement de ce travail.

Particulièrement : mes amis : Amina, Khadjija, Amel, Nour el Houda, Tino, Dikra, Houda, Brahim et sans oublier Smail et Amine.

« DU FOND DU CŒUR, MERCI A TOUS »

DEDICACE.

Je dédie ce modeste travail : A mes chers parents, pour leur soutien, leur patience et leur sacrifice. Vous méritez tous les éloges Possibles. Que dieu vous garde et vous bénisse.

Je dédie aussi ce travail à mon cher frère YOUNA et mes chères sœurs Zahra et Lydia pour leur affection et leurs encouragements qui ont été toujours pour moi des plus précieux. Que ce mémoire soit pour vous le gage de mon profond amour.

Je le dédie aussi à toutes mes amies et à tous ceux qui m'ont aidé. Sans oublier ma très chère nièce MERIEM et mon cher neveu ADEM.

ملخص

Résumé

Abstract

ملخص

مدينة حاسي مسعود لا تحتوي على نظام تصفية وتصب مياهها المستعملة مباشرة في الوسط المتلقي وهذا ما أدى إلى إنشاء نظام صرف للمياه المستعملة بواسطة البرك الهوائية، وهذا من أجل المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية ضد كل تلوث و امكانية استعمال هذه المياه المطهرة في الفلاحة. تهدف الدراسة الى تحديد أبعاد المنشآت الموجودة بهذه المحطة.

Résumé

La ville de Hassi Messaoud (W. Ouargla) ne dispose d'aucun système d'épuration, et déverse ses eaux usées directement dans le milieu récepteur. Cela a contribué à réaliser un système d'épuration des eaux usées par lagunage aéré, dans le but de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique contre toute nuisance et une éventuelle réutilisation de ces eaux usées épurées en agriculture.

L'objectif de ce travail est le dimensionnement des ouvrages de cette station.

Abstract

Hassi Messaoud city does not have a purification system; it dumps its wastewater directly in the receiver background. This contributed to realize a used water purification system by aerated lagoon treatment.

This study aims at protecting the natural environment as well as the public health through mashing the use of this water in agriculture possible. The aim of this work is to put effect a structural design of this station.

Sommaire

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Nature et origine des eaux usées

Introduction	2
I.1. Origine des eaux usées.....	2
I.1.1. Les eaux usées domestiques.....	2
I.1.2. Les eaux usées industrielles	2
I.1.3. Les eaux agricoles	3
I.1.4. Les eaux pluviales	3
I.2. Pollution des eaux	3
I.2.1. Principaux types de pollutions	3
I.2.1.1. Pollution minérale.....	3
I.2.1.2. Pollution microbiologique	4
I.2.1.3. Pollution organique.....	4
I.3. Les paramètres de pollution.....	4
I.3.1. Les paramètres physiques	4
I.3.2. Paramètres chimiques.....	6
I.3.3. Paramètres biologiques	8
I.4. Les normes de rejet	9
Conclusion.....	10

Chapitre II : les procédés d'épuration des eaux usées

Introduction	11
II.1. Paramètres essentiels pour le choix d'une technologie de traitement des eaux usées.....	11
II.2. Rôle des stations d'épuration.....	11
II.3. Procédés d'épuration des eaux usées.....	11

II.3.1. Le relevage.....	12
II.3.2. Prétraitement.....	12
II.3.3. Traitement primaire (traitement physico-chimique).....	13
II.3.4. Traitement secondaire (épuration biologique).....	13
II.3.4.1. Procédés biologiques intensifs.....	14
II.3.4.2. Procédés biologiques extensifs.....	18
II.4. Traitements tertiaires.....	23
Conclusion.....	23

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	24
III.1. Situation géographique de la ville de HASSI MESSAOUD.....	24
III.2. Géologie.....	25
III.3. Hydrogéologie.....	28
III.4. Hydrographie.....	28
III.5. Climatologie.....	29
III.6. Démographie.....	31
III.7. Evaluation de la population à l'horizon d'étude.....	32
III.8. Densité et répartition de la population.....	33
III.9. Aspect environnemental.....	33
III.10. Alimentation en eau potable.....	35
III.11. Dotation journalière adoptée en alimentation en eau potable.....	36
III.12. Réseau d'assainissement.....	36
Conclusion.....	37

Chapitre IV : Procédée d'épuration par lagunage aéré

Introduction.....	38
IV.1. Définition.....	38

IV.2. Principe de fonctionnement	38
IV.3. Différents types de lagunage aéré	40
IV.4. Conception	40
IV.5. Bases de dimensionnement	43
IV.6. Principaux dysfonctionnement observés	44
IV.7. Avantages techniques	46
IV.8. Inconvénients techniques	46
Conclusion.....	46

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction	47
V.1. Estimation des charges hydrauliques et des charges polluantes	47
V.1.1. Charges hydrauliques	47
V.1.2. Evaluation des rejets	49
V.2. Equivalent habitant.....	52
V.3. Evaluation des charges polluantes.....	53
V.4. Les ouvrage de prétraitement	55
V.4.1. La collecte des eaux usées	55
V.4.2. Canal d'amenée	55
V.5. Dimensionnement de la grille	58
V.6. Dimensionnement du dessableur.....	62
V.7. Dimensionnement des lagunes	66
V.7.1. Les lagunes aérées	67
V.7.2. Le lagunage de finition	74
V.7.3. Dimensionnement du lit de séchage	75
Conclusion.....	77

Chapitre VI : Calcul hydraulique

Introduction	78
VI.1. Profil hydraulique	78
VI.1.1. Calcul des côtes piézométrique et de radier dans les différents ouvrages	79
VI.1.2. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	79
VI.1.3. Calcul des pertes de charges et diamètre des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration	80
Conclusion.....	82

Chapitre VII : Gestion et entretien de la station

Introduction	83
VII.1. Le suivi technique.....	83
VII.2. Conception des lagunes	85
VII.3. Surveillance des équipements mécaniques et électromécaniques.....	86
VII.4. Entretien des ouvrages.....	86
VII.5. Ouvrages annexes et de communication	88
Conclusion.....	89
CONCLUSION GENERALE.....	90

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre N°I : Nature et origine des eaux usées

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

Tableau I.2 : Normes de rejets de l'O.M.S, appliqué en Algérie.

Chapitre N°II : Les procédés d'épuration des eaux usées

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des procédés intensifs.

Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des procédés extensifs.

Chapitre N°III : Présentation de la zone d'étude

Tableau III.1 : Cumul des précipitations moyennes mensuelles (mm).

Tableau III.2 : Cumul des évaporations moyennes mensuelles (mm).

Tableau III.3 : Evaluation démographique de la commune de Hassi Messaoud.

Tableau III.4 : Densité de la population de Hassi Messaoud.

Tableau III.5 : Répartition de la population de Hassi Messaoud.

Chapitre N°IV : Procédé d'épuration par lagunage aéré

Tableau IV.1 : Base de dimensionnement pour les lagunes aérées

Tableau IV.2 : Base de dimensionnement pour la lagune de décantation

Tableau IV.3 : Principaux dysfonctionnement observés

Chapitre N°V : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau V.1 : Consommation en eau pour les secteurs domestiques, équipements et industrielles pour les deux horizons

Tableau V.2 : Estimation des différents débits des eaux usées aux différents horizons d'études

Tableau V.3 : Estimation d'équivalents habitants

Tableau V.4 : Les résultats de calcul des différentes charges polluantes pour les deux horizons

Tableau V.5 : Caractéristiques du canal d'amenée

Tableau V.6 : Espacement et épaisseur des barreaux

Tableau V.7 : Les caractéristiques du dégrilleur

Tableau V.8 : Caractéristiques techniques du déssableur

Tableau V.9 : Caractéristiques de lagunes aérées

Tableau V.10 : Caractéristiques de quantité de DBO₅ éliminé et puissance d'aérateur des lagunes

Tableau V.11 : Caractéristiques du lagunage de finition

Tableau V.12 : Caractéristiques des lits de séchage

Chapitre N°VI : Calcul hydraulique

Tableau VI.1 : Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages

Tableau VI.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP

Tableau VI.3 : Les valeurs de K, m et β

Tableau VI.4 : Récapitulatif des résultats du profil hydraulique

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre N°II : Les procédés d'épuration des eaux usées

Figure II.1 : Principe de fonctionnement à boue activée

Figure II.2 : Lit bactérien

Figure II.3 : Disque biologique

Figure II.4 : Lagunage naturel

Figure II.5 : Lagunage aéré

Chapitre N°III : Présentation de la zone d'étude

Figure III.1 : Situation géographique de la zone d'étude

Figure III.2 : Discrétisation des bassins hydrographiques du Sahara Algérien

Figure III.3 : Vitesses du Vent mensuelles moyennes à Hassi Messaoud (2003-2013)

Figure III.4 : Evolution de la population de Hassi Messaoud de 1977 à 2012

Figure III.5 : Projection de la nouvelle zone de rejets

Figure III.6 : Représentation synoptique du réseau d'assainissement

Chapitre N°IV : Procédé d'épuration par lagunage aéré

Figure IV.1 : Principe de la filière lagunage aéré

Figure IV.2 : Dégrilleur

Figure IV.3 : Dessableur

Figure IV.4 : Dégraisseur

Figure IV.5 : Lagune d'aération

Figure IV.5 : Lagune de décantation

Liste des planches

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de situation de la ville de Hassi Messaoud (W.Ouargla).

Planche N°2 : Plan d'implantation de la station d'épuration de la ville de Hassi Messaoud (W.Ouargla).

Planche N°3 : Ouvrages de la step de la ville de Hassi Messaoud (W.Ouargla).

Planche N°4 : Profil hydraulique de la station de Hassi Messaoud.

Introduction générale

Introduction générale

L'assainissement des eaux usées est devenu un impératif pour nos sociétés modernes. En effet, le développement des activités humaines s'accompagne inévitablement d'une production croissante de rejets polluants. Les ressources en eau ne sont pas inépuisables. Leur dégradation, sous l'effet des rejets des eaux polluées, peut non seulement détériorer gravement l'environnement, mais aussi entraîner des risques de pénurie.

C'est pourquoi il faut épurer les eaux usées pour limiter le plus possible la pollution de nos réserves en eau.

Dans notre cas la ville de Hassi Messaoud (W. Ouargla) ne dispose d'aucun système d'épuration, et déverse ses eaux usées directement dans le milieu récepteur. Cela a contribué à réaliser un système d'épuration des eaux usées.

Notre zone d'étude présente par sa situation climatologique morphologique géotechnique et sa disponibilité de surface un site favorable à la mise en œuvre d'une station d'épuration par lagunage aéré qu'est un meilleur choix pour une station d'épuration avec un traitement naturelle en injection de l'air pour un meilleur rendement et un temps de séjours moins.

Le but de cette station d'épuration est de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique contre toute nuisance et une éventuelle réutilisation de ces eaux usées épurées en agriculture.

L'objectif de ce travail est le dimensionnement des ouvrages de cette station.

Chapitre I

Introduction

Les eaux usées, ou les eaux résiduaires, sont des eaux chargées de résidus, solubles ou non provenant de l'activité humaine industrielle ou agricole et parvenant dans les canalisations d'évacuation des eaux usées.

Elles représentent, une fraction du volume des ressources en eaux utilisables mais leur qualité très médiocre exige une épuration avant leur rejet dans le milieu naturel.

Une eau est considérée comme « eau usée » lorsque son état, sa composition sont modifiés par les actions anthropiques dans une mesure telle qu'elle se prête moins facilement à toutes ou certaines des utilisations auxquelles elle peut servir à l'état naturel. Aujourd'hui : on parle de plus de plus des notions d'eaux claires.

I.1. Origine des eaux usées

Suivant l'origine et la qualité des substances polluantes ; on distingue quatre catégories d'eaux usées :

I.1.1. Les eaux usées domestiques

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont constituées essentiellement d'excréments humains, des eaux ménagères de vaisselle chargées de détergents, de graisses appelées eaux grises et de toilette chargées de matières organiques azotées, phosphatées et de germes fécaux appelées eaux noires. [1]

I.1.2. Les eaux usées industrielles

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus des matières organiques, azotées ou phosphorées, elles sont chargées en différentes substances chimiques organiques et métalliques. Selon leur origine industrielle elles peuvent également contenir :

- Des graisses (industries agroalimentaires, équarrissage) ;
- Des hydrocarbures (raffineries) ;
- Des métaux (traitement de surface, métallurgie) ;
- Des acides, des bases et divers produits chimiques (industries chimiques divers, tanneries) ;
- De l'eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques) ;
- Des matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

Avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte, les eaux usées industrielles doivent faire l'objet d'un traitement. Elles ne sont mélangées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des stations d'épurations. [2]

I.1.3. Les eaux agricoles

L'agriculture est une source de pollution des eaux non négligeable car elle apporte les engrais et les pesticides. Elle est la cause essentielle des pollutions diffuses. Les eaux agricoles issues de terres cultivées chargées d'engrais nitrates et phosphates, sous une forme ionique ou en quantité telle, qu'ils ne seraient pas finalement retenus par le sol et assimilés par les plantes, conduisent par ruissellement à un enrichissement en matière azotées ou phosphatées des nappes les plus superficielles et des eaux des cours d'eau ou des retenues. [3]

I.1.4. Les eaux pluviales

Les eaux de pluie ruissellent dans les rues où sont accumulés polluants atmosphériques, poussières, débris, suies de combustion et hydrocarbures rejetés par les véhicules. Les eaux de pluies, collectées normalement à la fois avec les eaux usées puis déversées dans la canalisation d'assainissement et acheminées vers une station d'épuration, sont souvent drainées directement dans les rivières entraînant ainsi une pollution intense du milieu aquatique. [4]

I.2. Pollution des eaux

La pollution est due à toute substance physique, chimique ou biologique rejetée dans une eau naturelle qui perturbe l'équilibre de cette eau, induit d'importantes nuisances (mauvaise odeur, fermentation, inconforts divers, risques sanitaires, etc.) et qui se répercute, à court ou à long terme, sur notre organisme à travers, la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons. [5]

I.2.1. Principaux types de pollutions

I.2.1.1. Pollution minérale

Elle est constituée essentiellement des métaux lourds en provenance des industries métallurgiques et de traitement de minerais, ex (plomb, du cuivre, du fer, du zinc et du mercure). [6]

I.2.1.2. Pollution microbiologique

C'est une pollution d'origine humaine ou animale. La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur et pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu. [5]

I.2.1.3. Pollution organique

La pollution organique constitue la partie la plus importante, elles peuvent être biodégradables c'est-à-dire susceptibles d'être détruites par autoépuration grâce aux micro-organismes présents dans l'eau qui se nourrissent de cette pollution, mais entraînent en contrepartie une consommation importante d'oxygène dissous. D'autres matières peuvent être non biodégradables. [7]

I.3. Les paramètres de pollution**I.3.1. Les paramètres physiques****I.3.1.1. La température**

La température est un facteur écologique important des milieux aqueux. Son élévation peut perturber fortement la vie aquatique (pollution thermique). Elle joue un rôle important dans la nitrification et la dénitrification biologique. La nitrification est optimale pour des températures variant de 28 à 32°C par contre, elle est fortement diminuée pour des températures de 12 à 15°C et elle s'arrête pour des températures inférieures à 5°C. [8]

I.3.1.2. L'odeur

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable, par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde. [5]

I.3.1.3. La couleur

La coloration d'une eau peut être soit d'origine naturelle, soit associée à sa pollution (composés organiques colorés). La coloration d'une eau est donc très souvent synonyme de la présence de composés dissous et corrélativement la présence de solutés induit une coloration qui ne se limite pas au seul du domaine du visible. [9]

I.3.1.4. La turbidité

La turbidité est inversement proportionnelle à la transparence de l'eau, elle est de loin le paramètre de pollution indiquant la présence de la matière organique ou minérale sous forme colloïdale en suspension dans les eaux usées. Elle varie suivant les matières en suspension (MES) présentes dans l'eau. [10]

I.3.1.5. Les matières en suspension (MES)

Elles représentent, la fraction constituée par l'ensemble des particules, organiques (MVS) ou minérales (MMS), non dissoutes de la pollution. Elles constituent un paramètre important qui marque bien le degré de pollution d'un effluent urbain ou même industriel. Les MES s'expriment par la relation suivante :

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

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

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

I.3.1.6. Les matières volatiles en suspension (MVS)

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

I.3.1.7. Les matières minérales (MMS)

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

L'abondance des matières minérales en suspension dans l'eau augmente la turbidité, réduit la luminosité et par se fait abaisse la productivité d'un cours d'eau, entraînant ainsi une chute en oxygène dissous et freinant les phénomènes photosynthétiques qui contribuent à la ré-aération de l'eau. Ce phénomène peut être accéléré par la présence d'une forte proportion de matières organiques consommatrices d'oxygène. [11]

I.3.2. Paramètres chimiques**I.3.2.1. Potentiel hydrogène (PH)**

Le PH représente l'acidité ou l'alcalinité d'une solution. Le PH d'une eau domestique ou urbaine se situe généralement entre 6.8 et 7.8, au-delà, c'est l'indice d'une pollution industrielle. [12]

I.3.2.2. Conductivité électrique (CE)

La mesure de la conductivité électrique, paramètre non spécifique, est probablement l'une des plus simples et des plus importantes pour le contrôle de la qualité des eaux usées.

Elle permet d'évaluer, approximativement la minéralisation globale de l'eau. La mesure est utile car au-delà de la valeur limite de la salinité correspondant à une conductivité de 2500 $\mu\text{Sm/cm}$, la prolifération de microorganismes peut être réduite d'où une baisse du rendement épuratoire. [9]

I.3.2.3. Demande biologique en oxygène (DBO5)

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène en mg/l consommée dans les conditions de l'essai de l'incubation à 20°C et pendant 5 jours à l'obscurité pour assurer par voie biologique l'oxydation des matières organiques biodégradables présents dans l'eau usée.

Ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour la mesurer, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommée au bout de 5 jours ; c'est la DBO5. Elle se résume à la réaction chimique suivante :

Substrat + micro-organisme \rightarrow CO₂ + H₂O + énergie + biomasse

I.3.2.4. Demande chimique en oxygène (DCO)

La Demande chimique en oxygène (DCO) est la mesure de la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation chimique de toute la matière organique biodégradable ou non contenue dans les eaux à l'aide du bichromate de potassium à 150°C. Elle est exprimée en mg O₂/l. [13]

I.3.2.5. Notion de biodégradabilité

La biodégradabilité d'un effluent aqueux traduit son aptitude à être décomposé ou oxydé par les micro-organismes qui interviennent dans les processus d'épuration biologique des eaux. La biodégradabilité est exprimée par un coefficient :

$$K = \text{DCO}/\text{DBO5}$$

Ce rapport renseigne aussi sur le mode de traitement à suivre comme s'est indiqué dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO). [11]

Rapport : DCO/DBO	La biodégradabilité	Mode de traitement
$1 < \text{DCO}/\text{DBO} < 2$	Biodégradable	Traitement biologique
$2 < \text{DCO} / \text{DBO} < 3$	Moyennement biodégradable	Traitement biologique avec adaptation de la couche microbienne
$\text{DCO} / \text{DBO} > 3$	N'est pas biodégradable	Traitement physico-chimique

I.3.2.6. Oxygène dissous

L'oxygène est toujours présent dans l'eau. Sa solubilité est en fonction de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité. La teneur de l'oxygène dans l'eau ne dépasse rarement 10 mg/l. Elle est en fonction de l'origine de l'eau ; l'eau usée domestique peut contenir de 2 à 8 mg/l. [5]

I.3.2.7. Les matières biodégradables et non biodégradables

Les matières biodégradables représentent l'ensemble des composés transformables par des organismes vivants, essentiellement des bactéries.

Cette transformation peut se réaliser en présence d'oxygène de l'air : on parle de dégradation aérobie. Elle peut également survenir en absence d'oxygène : dégradation anaérobie.

La plupart des matières biodégradables proviennent des matières organiques, alors que les matières minérales sont plus généralement non biodégradables.

On notera enfin que certaines matières sont très rapidement biodégradables, tels le sucre, l'alcool. D'autres matières, de composition chimique plus complexe, nécessitent plus de temps et sont donc difficilement biodégradables. Il s'agit, par exemple, des graisses, du bois, du tissu.

I.3.2.8. Autres éléments

a. Azote

C'est un élément qui se trouve sous forme ammoniacale ou organique ou inorganique (ammoniaque, nitrate, nitrite) ; il constitue la majeure partie de l'azote total. L'azote contenu dans les eaux résiduaires domestique à essentiellement une origine urinaire. On estime à environ 13mg/jour la quantité d'azote rejetée par un adulte. L'azote est l'un des éléments qui favorisent la prolifération d'algues, par conséquent la réduction de sa teneur avant le rejet des eaux est plus que nécessaire. [14]

b. Phosphore

L'apport journalier de phosphore est d'environ 4 g par habitant. Il est dû essentiellement au métabolisme de l'individu et l'usage de détergent. Les rejets varient d'ailleurs suivant les jours de la semaine. [15]

c. Métaux lourds

Les métaux lourds se trouvent dans les eaux usées urbaines à l'état de trace. Des concentrations élevées sont en général révélatrices d'un rejet industriel, sans aucun doute. Leur présence, est nuisible pour l'activité des micro-organismes, donc perturbe le processus d'épuration biologique. [6]

I.3.3. Paramètres biologiques

Les micro-organismes qui se trouvent dans l'eau usée sont à l'origine du traitement biologique. Ils comprennent, par ordre croissant de taille : les virus, les bactéries, les protozoaires et les helminthes. Parmi les éléments pathogènes les plus rencontrés, on cite :

I.3.3.1. Virus

Les virus sont des parasites intracellulaires qui ne peuvent se multiplier que dans une cellule hôte. On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines de 10^3 à 10^4 particules par litre. Les virus entériques sont ceux qui se multiplient dans le trajet intestinal. Parmi les virus entériques humains les plus importants, on peut citer les entérovirus, les rota virus, les adénovirus et le virus de l'Hépatite A qui ont une durée de vie d'environ 3mois. [12]

I.3.3.2. Protozoaires

Les protozoaires sont des organismes unicellulaires, plus complexes et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites, c'est-à-dire qui se développent aux dépens de leur hôte. Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle de vie une forme de kyste. Cette forme peut résister généralement aux procédés de traitement des eaux usées. On peut citer parmi ceux-ci *Entamoeba histolytica*, responsable de la Dysenterie amibienne. [7]

I.3.3.3. Helminthes

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des organismes parasites. Les œufs d'helminthes sont très résistants et peuvent notamment survivre plusieurs semaines, voire plusieurs mois sur les sols ou les plantes cultivées. [16]

I.3.3.4. Bactéries

Les eaux usées urbaines contiennent environ 10^6 à 10^7 bactéries/100 ml, dont 10^3 sont pathogènes. Les plus connus sont les salmonelles responsables de la typhoïde et des troubles intestinaux, sans oublier les colibacilles qui ont une durée de vie de 2 à 3 mois et qui se multiplient dans l'environnement. Le dénombrement des bactéries dans les eaux usées traitées est tout aussi important que celui des helminthes lorsqu'une réutilisation agricole est envisagée. [12]

I.4. Les normes de rejet

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

Tableau I.2 : Normes de rejets de l'O.M.S, appliqué en Algérie

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

Source : DRE

Conclusion

Les conséquences de la pollution des eaux sont multiples, que ce soit sur l'homme directement ou sur le milieu où il vit. L'assainissement des eaux répond donc à deux préoccupations essentielles : préserver les ressources en eau ainsi que le patrimoine naturel et la qualité de vie.

Chapitre II

Introduction

En assainissement, l'épuration constitue le processus visant à rendre aux eaux résiduaires rejetées la qualité répondant aux exigences du milieu récepteur il s'agit donc d'éviter une pollution de l'environnement.

Pour cela, elles sont acheminées vers une station d'épuration où elles subissent plusieurs phases de traitement.

II.1. Paramètres essentiels pour le choix d'une technologie de traitement des eaux usées

Les paramètres essentiels qui doivent être pris en compte pour le choix d'une technologie de traitement doivent tenir compte : [17]

- Des exigences du milieu récepteur.
- Des caractéristiques des eaux usées, (demande biochimique en oxygène, demande chimique en oxygène, matières en suspension...etc.).
- Des conditions climatiques (température, évaporation, vent, etc.).
- De la disponibilité du site.
- Des conditions économiques (coût de réalisation et d'exploitation).
- Des facilités d'exploitations, de gestion et d'entretien.

II.2. Rôle des stations d'épuration

Ce rôle peut être résumé dans les points suivants : [18]

- Traiter les eaux.
- Protéger l'environnement.
- Protéger la santé publique.

II.3. Procédés d'épuration des eaux usées

Selon la nature et l'importance de la pollution, différents procédés peuvent être mis en œuvre pour l'épuration des eaux résiduaires en fonction des caractéristiques de celles-ci et de degré d'épuration désiré pour qu'elles soient conformes avec les exigences du milieu récepteur.

II.3.1. Le relevage

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

II.3.2. Le prétraitement

Les dispositifs de prétraitement physique sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre en aval. Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides ou particuliers les plus grossiers, susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements qui sont (**Le dégrillage, Le dessablage, Déshuilage et dégraissage**). [5]

II.3.2.1. Le dégrillage

Les dégrilleurs assurent la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent il s'agit de grilles qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux entraînés par les eaux s'écoulant dans les canalisations d'assainissement. [14]

Il existe deux types de dégrillage :

- **Le dégrillage grossier** : épure l'eau avec des grilles espacées de quelques millimètres pour retirer les déchets dont le volume est supérieur à 2 ou 3cm.
- **Le dégrillage fin** : grilles moins espacées, va éliminer les déchets d'un volume supérieur à 1cm.

II.3.2.2 Dessablage

Le dessableur est un ouvrage dans lequel les particules denses, dont la vitesse est inférieure à 0,3 m/s, vont pouvoir se déposer. Il s'agit principalement des sables. Il est en effet souhaitable de les récupérer en amont de la station plutôt que de les laisser s'accumuler en certains points (bassin d'aération, ...) où ils engendrent des désordres divers. Par ailleurs, ils limitent la durée de vie des pièces métalliques des corps de pompe ou d'autres appareillages. [19]

II.3.2.3. Déshuilage - dégraissage

Est un ouvrage hydraulique qui permet d'éliminer les huiles pour qu'un dégraissage soit efficace, il faut que la température de l'eau soit inférieure à 30°C.

L'opération s'effectue par flottation. L'injection d'air au fond de l'ouvrage permet la remontée en surface des corps gras.

Les graisses et huiles sont raclées à la surface, stockées avant d'être éliminées (mise en décharge ou incinération). [5]

II.3.3. Traitement primaire (traitement physico-chimique)**II.3.3.1. Décantation**

La décantation est la méthode la plus fréquente de séparation des MES et des colloïdes, un procédé qu'on utilise dans, pratiquement, toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux. Son objectif est d'éliminer les particules dont la densité est supérieure à celle de l'eau par gravité. La vitesse de décantation est en fonction de la vitesse de chute des particules, qui elle-même est en fonction de divers autres paramètres parmi lesquels : grosseur et densité des particules. [19]

II.3.3.2. Coagulation-floculation

La turbidité et la couleur d'une eau sont principalement causées par des particules très petites, dites particules colloïdales. Pour éliminer ces particules, on a recours aux procédés de coagulation et de floculation :

La coagulation a pour but principal de déstabiliser les particules en suspension.

La floculation a pour l'objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts, entre les particules déstabilisées. [5]

II.3.3.3. Filtration

La filtration est un procédé de séparation dans lequel on fait percoler un mélange solide-liquide à travers un milieu poreux (filtre) qui idéalement retient les particules solides et laisse passer le liquide (filtrat). [20]

II.3.4. Traitement secondaire (épuration biologique)

Les techniques d'épuration biologique utilisent l'activité des bactéries dans l'eau, qui dégradent la matière organique. Ces techniques peuvent être anaérobies, c'est-à-dire se

déroulant en absence d'oxygène, ou aérobies c'est-à-dire nécessitant un apport en oxygène. Parmi les traitements biologiques, on distingue les procédés biologiques extensifs (le lagunage, l'épandage, etc.) et les procédés biologiques intensifs (lits bactériens, disques biologiques etc.). [18]

II.3.4.1. Procédés biologiques intensifs

Ce sont des systèmes d'épuration classiques qui occupent peu d'espace et consomment de l'énergie. En plus, ils ont un coût d'installation et de fonctionnement élevé. On distingue les systèmes de traitement par boues activées, lits bactériens, disques biologiques etc. [21]

II.3.4.1.1. Les boues activées

C'est un genre d'épuration biologique à biomasse libre basé principalement sur l'activité métabolique des microorganismes maintenues en suspension ; en état aérobie, dans le bassin d'aération. Ces microorganismes se nourrissent sur la matière organique, et flottent librement dans un liquide aéré sous forme de bioflocs, en formant un mélange dit « liqueur mixte »

Après une oxygénation satisfaisante, les boues se séparent de l'eau traitée au niveau d'un décanteur secondaire (clarificateur) tout en permettant l'évacuation de l'eau épurée et la réinjection de la biomasse active dans le bassin d'aération

Quatre principales utilisations spécifiques du procédé à boues activées :

- Élimination de la pollution carbonée (matières organiques)
- Élimination de la pollution azotée
- Élimination biologique du phosphore
- Stabilisation des boues

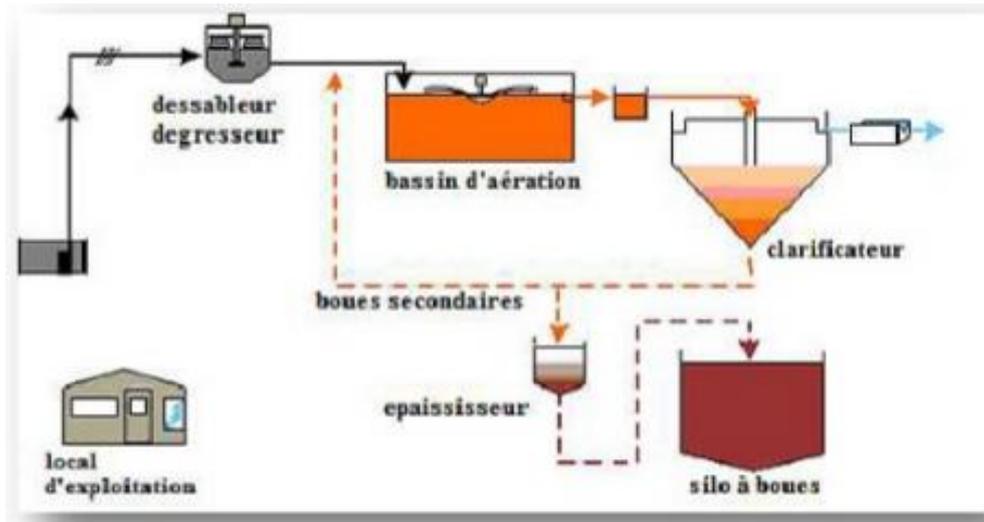


Figure II.1 : principe de fonctionnement à boue activée

Source : Google

II.3.4.1.2. Le lit bactérien

Une des techniques de traitement biologique aérobie à biomasse fixée des eaux usées. Le principe de ce procédé consiste à alimenter en eau usée ; préalablement décantée afin d'éviter le colmatage du matériau ; un ouvrage contenant une masse de matériaux servant de support aux microorganismes épurateurs qui y forment un film biologique qui varie en fonction de la nature du matériel utilisable, tout en maintenant les besoins en oxygène par voie naturelle fréquemment ou par aération forcée.

Le lit bactérien peut être composé de pouzzolane ou de matériaux plastiques cloisonnés. Les eaux usées sont réparties à la surface de lit à l'aide d'un bras rotatif (sprinkler) puis s'écoulent à l'intérieur sous l'effet de la gravité, ainsi les polluants contenus dans ces eaux sont assimilés par les microorganismes formant le film biologique qui comporte les bactéries aérobies à la surface et les anaérobies en profondeur, alors que les sous-produits et le gaz carbonique s'évacuent dans les fluides liquides ou gazeux. A la base du lit un mélange d'eau traitée et de biofilm, ce dernier se détache de support sous l'effet de la charge hydraulique ; est retenu puis évacué vers le décanteur secondaire qui piège le biofilm sous forme des boues et rejette l'eau traitée dans le milieu naturel. Un phénomène de recirculation des eaux du décanteur secondaire est réalisé afin d'obtenir des résultats d'épuration optimaux. Ce système de traitement présente certains avantages tels que, la faible consommation électrique, l'exploitation simple, la bonne résistance aux surcharges organiques passagères et l'obtention des boues bien digérées dans la plupart des cas.

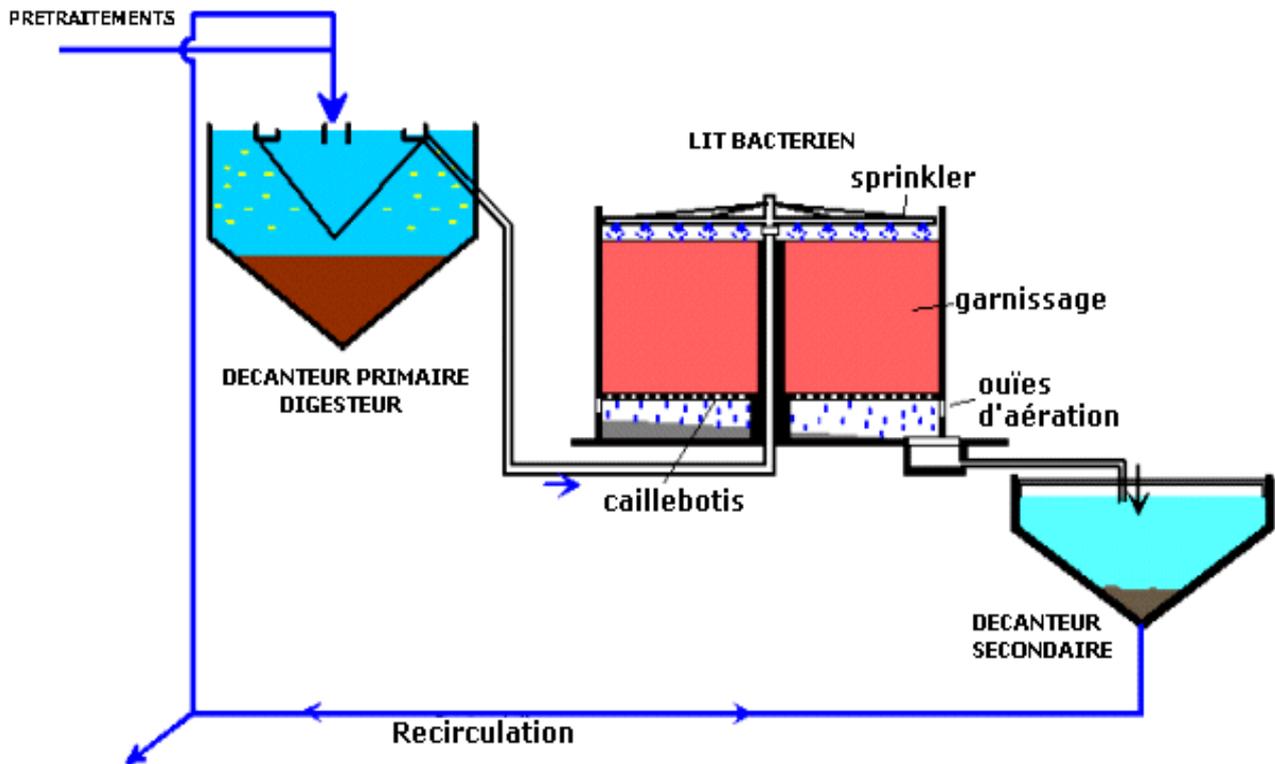


Figure II.2 : Lit bactérien

Source : Google

II.3.4.1.3. Le disque biologique

Le principe de fonctionnement de ce procédé est le même que le lit bactérien mais dans ce cas c'est le support de la biomasse qui devient mobile par rapport au liquide à traiter. Le réacteur biologique est constitué de plusieurs disques minces en plastiques montés sur un axe horizontal et semi-immergés dans un bassin. Les microorganismes se développent et forment un film biologique (biomasse) épurateur à la surface des disques permettant la dégradation de la matière organique, lorsque l'épaisseur de la biomasse formée devient importante, cette dernière se détache naturellement du support puis sera séparée de l'eau traitée à l'aide d'un décanteur secondaire. Les boues ainsi piégées sont renvoyées vers le décanteur-digesteur pour y être stockées et digérées. L'épuration des eaux usées par les disques biologiques présentent presque les mêmes avantages que le traitement par les lits bactériens

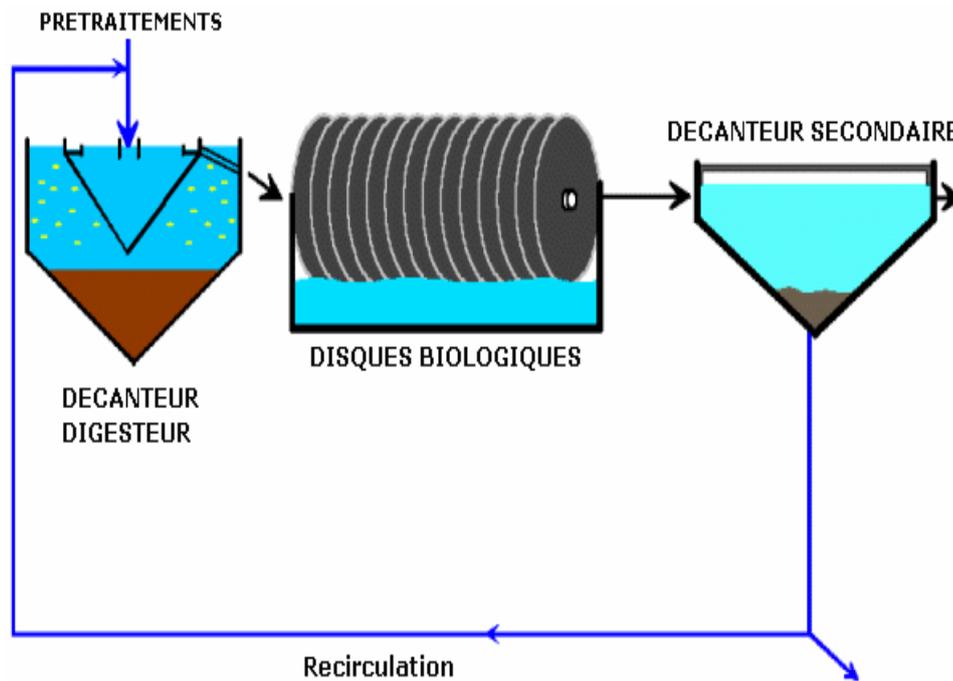


Figure II.3 : Disque biologique

Source : Google

II.3.4.1.4. Avantages et inconvénients des procédés d'épuration intensifs

Les avantages et inconvénients des procédés d'épuration intensifs sont cités dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des procédés intensifs. [22]

Filière	Avantages	Inconvénients
Lit bactérien et disque Biologique	<ul style="list-style-type: none"> • Faible consommation d'énergie ; • Fonctionnement simple ; • Moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées ; • Bonne décantation des boues ; • Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées • Adaptés pour les petites collectivités. 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût d'investissement assez élevés • Nécessite de prétraitements efficaces • Sensibilité au colmatage ; • Ouvrages de taille importante.
Boues activées	<ul style="list-style-type: none"> • Adaptée pour toute taille de collectivité ; • Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5) ; • Boues légèrement stabilisées ; • Facilité de mise en œuvre d'une déphosphoration 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 ; • Forte production de boues qu'il faut concentrer.

II.3.4.2. Procédés biologiques extensifs

Ils reposent sur les phénomènes de l'autoépuration naturelle et ils demandent une faible énergie mais nécessitent, en revanche, de grandes superficies et de longs séjours des eaux usées. Du point de vue économique, ils sont moins coûteux. Ce sont le lagunage, l'épandage, etc. [21]

II.3.4.2.1. L'épandage

La première technique d'épuration des eaux usées des agglomérations a été celle des champs d'épandage.

Les eaux usées sont directement déversées sur le sol qui constitue le matériau support des microorganismes épurateurs par infiltration à travers les couches filtrantes, les particules grossières seront retenues en surface tandis que les particules fines parcourent une courte distance. L'effluent, ainsi prétraité poursuit son cheminement dans le sol en y

provoquant une recrudescence des activités de la biomasse responsable de la dégradation des matières polluantes qu'il véhicule.

II.3.4.2.2. Le lagunage

Le lagunage est une technique biologique d'épuration des eaux usées, où le traitement est assuré par une combinaison de procédés aérobies et anaérobies impliquant un large éventail de microorganismes (essentiellement des algues et des bactéries). Les mécanismes épuratoires et les microorganismes qui y participent sont fondamentalement les mêmes que ceux responsables du phénomène d'autoépuration.

On a deux types de lagunage :

II.3.4.2.2.1. Le lagunage naturel

Ce procédé est fondé sur un écosystème constitué principalement d'algues microscopiques, des bactéries aérobies et anaérobies et d'une micro - faune adaptée au rayonnement solaire utilisé comme source énergétique pour la production de l'oxygène par photosynthèse par les algues microscopiques qui peuplent le bassin.

Les eaux usées reçues par la STEP sont chargées en différents polluants, et selon le type des effluents, on distingue différents types de lagunes :

A. Lagunes anaérobies

Bassins profonds de l'ordre de 3 à 4 m. Ce sont des bassins qui reçoivent les plus grandes quantités de matières organiques. Au niveau desquels, on a une fermentation anaérobique allant jusqu'à une méthanisation et entraînent un abattement partiel de la matière organique soluble, avec un temps de séjours de 3 à 10 jours.

B. Lagunes facultatives

Bassins avec une profondeur variable de 1,5 à 2 m, sont subdivisés en une zone superficielle aérobie, et un autre anaérobie. Les processus d'épuration sont assurés par des bactéries aérobies et d'autres anaérobies, en présence des algues microscopiques, qui fournissent de l'oxygène aux bactéries aérobies pour dégrader la matière organique.

C. Lagunes de maturation

Bassins peu profonds, environ 1 m, caractérisés par une charge en matière organique à faible concentration. Le temps de séjour est de 5 à 20 jours, grâce à ce temps de séjour prolongé et l'exposition au soleil, une élimination des organismes pathogènes est effectuée. Et on se base sur le type de végétation, on peut distinguer deux principaux types de lagunes :

➤ Lagunes à microphyte

Bassin dont la profondeur est de 1m. Dans ce type, les plantes sont représentées uniquement par le phytoplancton et les algues microscopiques, jouant le rôle dans la fixation des nutriments.

➤ Lagunes à macrophyte

La profondeur est généralement faible, ce bassin est caractérisé par la dominance des plantes visibles à l'œil nu (végétaux supérieurs) permettant une bonne épuration concernant l'élimination de la matière organique et des matières en suspension(MES).

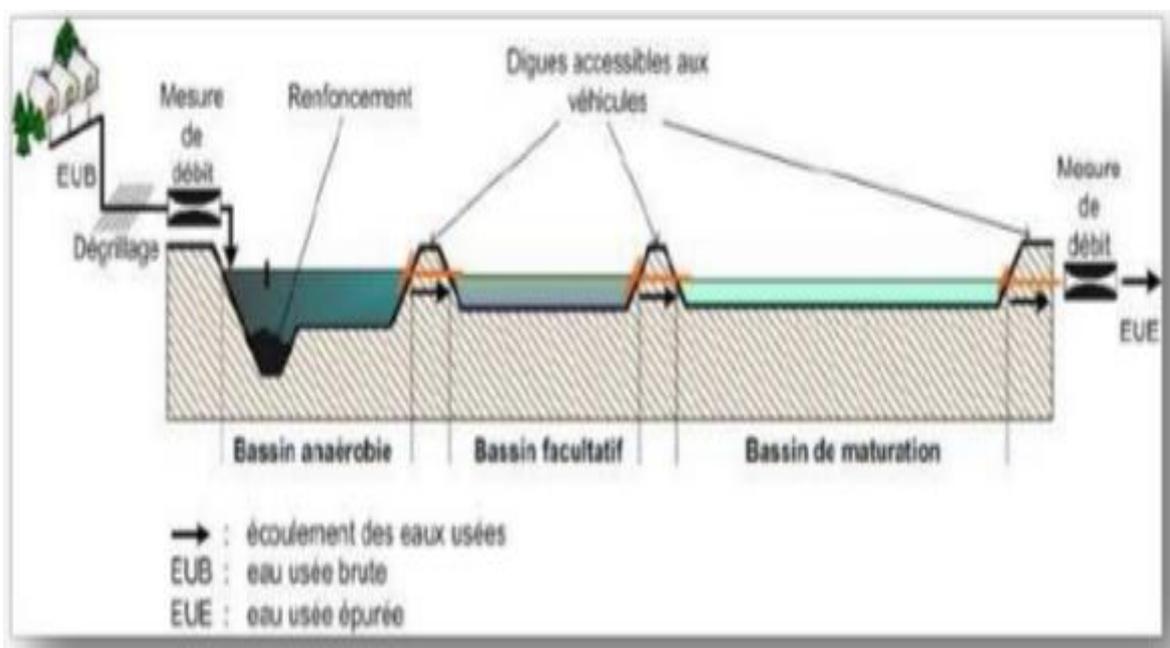


Figure II.4 : Lagunage naturel

Source : Google

II.3.4.2.2. Le lagunage aéré

Filière de traitement composé de plusieurs bassins comme le cas de lagunage naturel, mais dans ce cas il y'a une disposition d'aération artificiel fournisse une oxygénation aux bassins. L'oxygénation se fait par un moyen d'aération de surface ou insufflation d'air Après le prétraitement, les eaux usées transitent par une succession vers les trois bassins de traitement qui le suivent. Au niveau de lagune d'aération, les eaux usées ont été dégradées par des microorganismes aérobies (population algale et bactérienne) qui consomment et assimilent le nutriment à l'aide d'une oxygénation de ces bassins

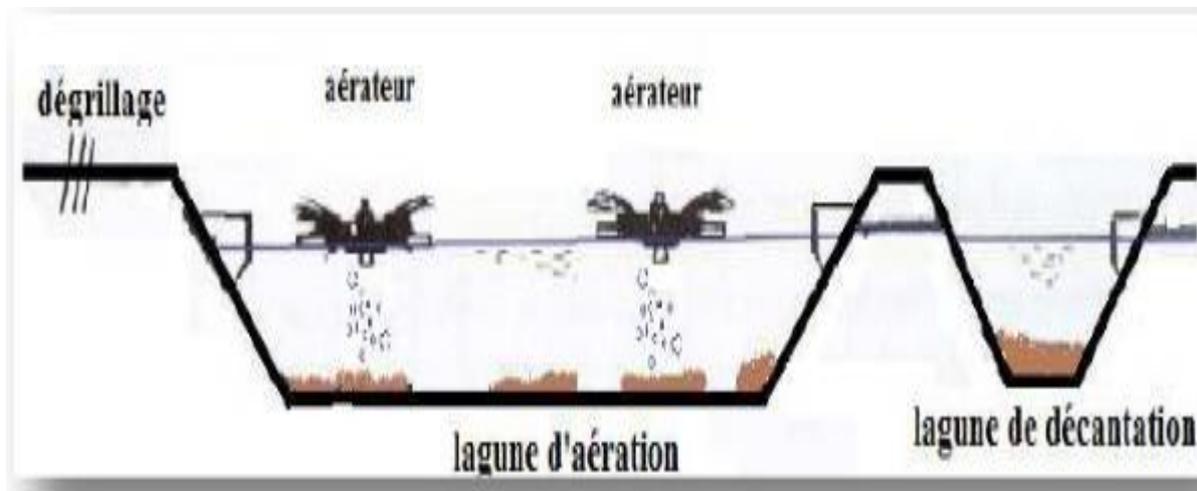


Figure II.5 : Lagunage aéré

Source : Google

II.3.4.2.3. Avantages et inconvénients des procédés d'épuration extensifs

Les avantages et inconvénients des procédés d'épuration extensifs sont cités dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des procédés extensifs. [22]

Filière	Avantages	Inconvénients
Epandage	<ul style="list-style-type: none"> • Enrichissement du sol par les éléments nutritifs. 	<ul style="list-style-type: none"> • Risque de contamination des nappes aquifères. • Risque de colmatage des sols. • Utilisation de grandes surfaces de terrain. • Dispersion des germes pathogènes. • Procédé non utilisé en période pluvieuse.
Lagunage Naturel	<ul style="list-style-type: none"> • Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ; • Les boues de curage sont bien stabilisées sauf celles présentes en tête du premier bassin ; • Bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ; • Faibles coûts d'exploitation ; • Bonne intégration dans l'environnement ; • Bonne élimination des pathogènes ; • Bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %). 	<ul style="list-style-type: none"> • Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. • La maîtrise de l'équilibre biologique et des processus épuratoires reste limitée. • Emprise au sol importante ; • Variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ; • Nuisances en cas de défaut de conception ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) • Difficultés d'extraction des boues.
Lagunage Aéré	<ul style="list-style-type: none"> • Tolérant aux variantes de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; • Tolérant aux effluents très concentrés • Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments • Boues stabilisées. 	<ul style="list-style-type: none"> • Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; • Présence de matériels électromécaniques nécessitent l'entretien par un agent spécialisé. • Forte consommation énergétique.

II.4. Traitements tertiaires

Les traitements complémentaires appelés aussi tertiaires, avancés, ou de finissage, sont des procédés qui permettent d'améliorer les caractéristiques d'une eau résiduaire après un traitement biologique ou un traitement physico-chimique. [18]

On leur fait appel lorsqu'il est nécessaire d'assurer une protection complémentaire de milieu récepteur ou en raison d'une réutilisation immédiate.

Ces procédés ont notamment pour but :

- L'élimination de l'azote et du phosphore.
- La désinfection.

Conclusion

Les traitements appliqués aux eaux usées dépendent du degré de pollution et des exigences de qualité du milieu naturel dans lequel l'eau épurée sera rejetée.

Chapitre III

Introduction

Chaque projet de construction d'une station d'épuration commandé par des facteurs, dont leurs connaissances s'avèrent primordiales afin de définir le type de traitement, et le régime de la station ainsi les différents ouvrages entrant dans leur composition.

Ces facteurs concernant la zone d'étude sont de nature différente (géographique, climatologique, topographique, hydraulique, géologique.....). Pour les connaître on doit faire des enquêtes, des investigations, pour regrouper les données de base concernant la ville, le site, les rejets, ensuite on doit les analyser afin de connaître mieux notre zone dans le but de faire le choix d'une station adéquate.

III.1. Situation géographique de la ville de HASSI MESSAOUD

Le périmètre de la présente étude « ville de Hassi Messaoud » fait partie du territoire de la wilaya d'Ouargla, situé à 82 km au Sud –Est du chef-lieu de la wilaya, limitée à l'Est par la commune de El borma, au Nord par les communes de Taibet et El Hadjira, au Sud par la Wilaya de Tamanrasset et la commune de Bordj Omar Idriss et à l'Ouest par les communes de Hassi ben Abdellah, Ain Beida et Rouissat.

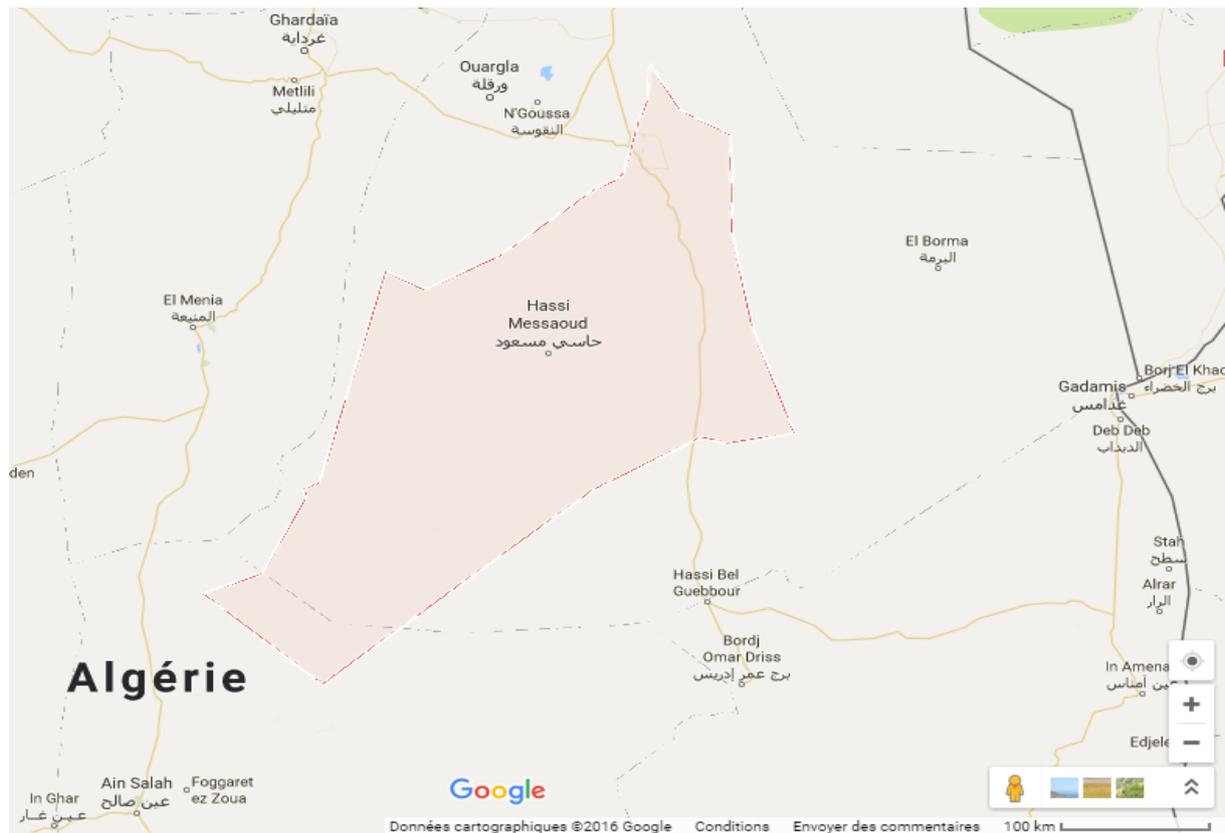


Figure III.1 : Situation géographique de la zone d'étude

Source : Google

La zone d'étude concernée à savoir Hassi Messaoud, est le chef-lieu de la daïra depuis le découpage administratif de 1984. Son altitude est d'environ 170 m, et elle a comme coordonnées une longitude de $6^{\circ}04'21''$ E et une latitude de $31^{\circ}40'57''$.

III.2. Géologie

La structure géologique du Sahara Algérien appartient au vieux socle africain ce socle de roches précambriennes a été nivelé au cours des millénaires, et la mer recouvrait une grande partie du Sahara dès la fin du précambrien, au secondaire et encore au tertiaire. Ces transgressions marines expliquent en partie l'aspect du Sahara; le socle cristallin n'affleure que dans les massifs montagneux comme le Hoggar ou l'Atakor, la mer ayant déposé sur presque tout le socle un lourd manteau de sédiments: schistes et grès du primaire, calcaires, grès et argiles au secondaire, sédiments néogènes dans le Nord, arrachés à l'Atlas au tertiaire. Conséquences de cette formation, trois types de paysage dominant :

- Les Hamadas : Plateaux de dalles rocheuses ;
- Les Regs : Grands étendus de graviers et de cailloux ;
- Les Ergs : Immenses étendues de dunes de sables.

La structure géologique de la zone d'étude est constituée des formations suivantes :

A) Le Cénozoïque

A.1- Eocène : représenté par des dolomies à nummulites avec la présence de rognons silteux d'une épaisseur de 120m.

A.2- Moi-pliocène : formation essentiellement sableuse d'origine continentale, d'une épaisseur de 239m.

B) Le Mésozoïque

B.1- Le Trias : D'une épaisseur moyenne de 325 m, il est transgressif et repose directement en discordance sur le cambrien au centre de la structure et sur et sur l'ordovicien dans les zone périphérique.

B.2- Le Jurassique

B.2.1- Le Lias : Epaisseur de 300 m en moyenne.

B.2.2- Le Dogger : Epaisseur moyenne 310 m.

B.2.3- Le Malm : D'une épaisseur moyenne de 226 m, il est constitué de dépôts marneux et argileux avec quelque intercalation calcaire et d'anhydrites.

B.3- Le Crétacé

B.3.1- Néocomien : Ce sont des bancs gréseux .En allant vers le sommet, on rencontre quelques intercalations de calcaires et de dolomies, d'une épaisseur de 182 m.

B.3.2- Barrémien : Ce sont des grés fins, avec la présence d'intercalations de niveau argileux et grés dolomitiques, d'une épaisseur de 276 m

B.3.3- Aptien : C'est une couche considérée comme nappe aquifère d'eau douce ; ces eaux sont emmagasinées dans des grés et des sables fins, d'une épaisseur de 362 m

B.3.4- Cénomaniens : C'est un ensemble d'alternances de marne, calcaire, dolomie et d'anhydrite d'épaisseur de 147 m.

B.3.5- Turonien : Composé de plusieurs carbonates : calcaire, craie, dolomies et de quelques niveaux argileux ; ces formations contiennent des eaux salées, d'une épaisseur de 112 m.

B.3.6- Sénonien : à une épaisseur de 457 m.

C) Le paléozoïque

Les termes post-cambriens sont absents dans la partie centrale de la structure.

Les formations Ordoviciennes ne sont présentes que sur la périphérie du champ ou celles –ci ont subi une érosion différentielle.

C.1- Le Cambrien : Il est représenté par des niveaux gréseux hétérogènes fins à grossiers recoupés par des passées argilo-silteuses .Ces matériaux dits grés de Messaoud.

C.2- L'Ordovicien : L'ordovicien est représenté dans le champ de Hassi-Messaoud par les formations suivantes :

C.2.1- Zone des alternances : D'épaisseur moyenne de 20 m, cette zone présente une alternance de bancs de quartzite fins, isométrique et de niveaux d'argile indurée.

C.2.2- Les argiles d'El –Gssi : Ce sont des niveaux d'argiles noires, verdâtres ou rougeâtres, parfois carbonatées et glauconieuses à graptolites, à épaisseur moyenne de 50 m.

C.2.3- Les grés d'Elatchane : Ce sont des grés fins à très fins, argileux, de couleur gris sombre .Le ciment est de nature argileuse à une épaisseur moyenne de 20 m.

C.2.4- Les quartzites de Hamra : Comme le nom l'indique, ce sont des quartzites de couleur gris-claire, à granulométrie fine ; on note la présence d'intercalation argileuse .L' épaisseur moyenne de 75 m.

D) L'Infracambrien

D'une profondeur de 4092m, il est composé de grés argileux de couleur rouge.

E) le socle cristallin

Ces socles à une profondeur de 3533 m, ou il été décrit comme étant un granite porphyroïde (se dit d'une variété de granite qui contient de gros cristaux de feldspath) de couleur rose.

III.3. Hydrogéologie

La région de Hassi Messaoud, fait partie du grand bassin sédimentaire du Sahara septentrional. Ce bassin renferme deux grands ensembles hydrauliques (parmi les grands de la planète) le Complexe Terminal et le Continental Intercalaires ; avec des énormes volumes d'eau fossiles. (ANRH OUARGLA)

III.3.1. La nappe du Continental Intercalaire

Le Continental intercalaire (CI) constitue le réservoir profond du Sahara septentrional. Il s'étend sur plus de 600 000 Km² sur les seuls territoires algérien et tunisien. Les eaux sont relativement douces comparativement avec celle de CT, (0,3 g/l la région d'El-Menia et 2,5 g/l la région de Ouargla).

III.3.2. La nappe du Complexe Terminal (CT)

Ce complexe occupe une superficie de l'ordre de 350000 Km², leur profondeur varie entre 100 et 400 m. l'exutoire naturel de cette nappe est la zone des chotts en Algérie le chott Merouane et Melghir et en Tunisie chott El Jerid et chott El Ghersa La composition chimique de cette nappe est bonne sur les bordures est relativement élevée dans le centre du bassin (dépassé 3 g/l dans la région de Touggourt et Ouargla).

III.3.3. La nappe phréatique

Essentiellement constituée de sables très perméables, elle est libre, sa profondeur a tendance à diminuer du Sud vers Nord, varie entre 50 cm et 1 m plus rarement jusqu'à 1.50m, (de 1.34 m au niveau de Kardeche à 0.70 m à El-Harhira). Les variations de la profondeur de la nappe phréatique sont liées à la fréquence de l'irrigation et aux phénomènes d'évacuation.

III.4. Hydrographie

Le bassin hydrographique du Sahara couvre une superficie de 2 018 054 km² et comporte une population de 3,5 millions habitants regroupés dans 264 communes.

Le bassin hydrographique se subdivise en quatre sous bassins qui sont : Chott Melrhir, le Sahara septentrional, la Saoura-Tindouf et le Hoggar-Tassili.

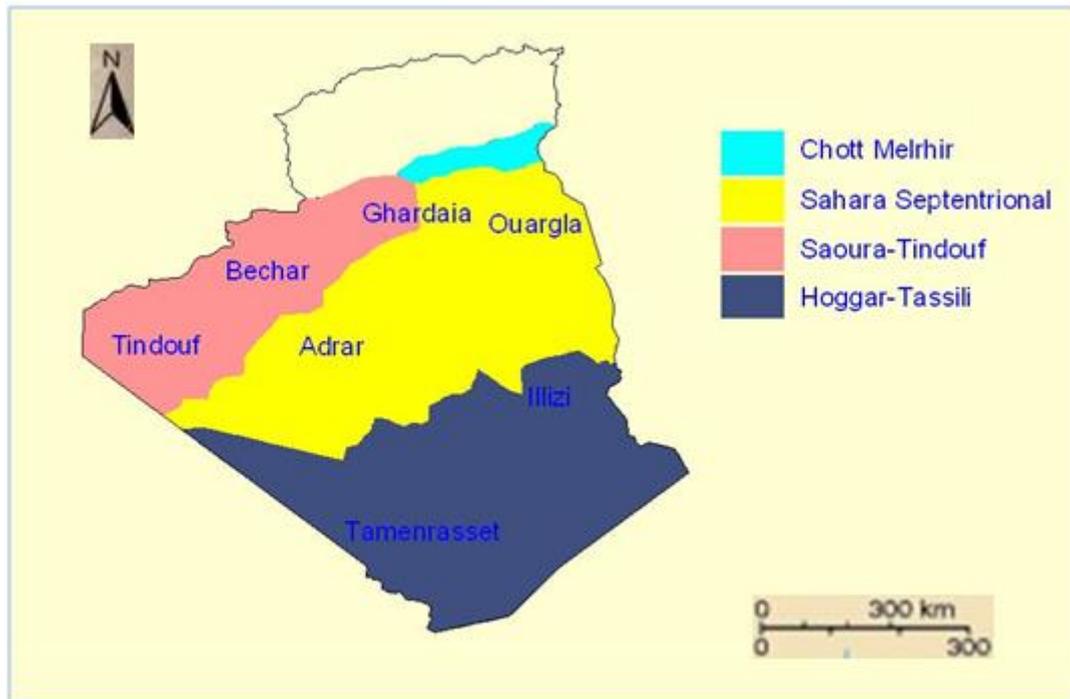


Figure III.2. Discrétisation des bassins hydrographiques du Sahara Algérien

Source : Agence des bassins hydrographiques du Sahara (A.B.H.S)

La zone d'étude se trouve dans le bassin hydrographique du Sahara septentrional. Ce dernier se caractérise par deux importants aquifères au sein de la nappe du Continental Intercalaire. La rareté des pluies a fait que les ressources hydriques exploitables sont d'origines souterraines.

III.5. Climatologie

La zone d'étude est soumise à un climat continental de type désertique conditionné par une température élevée et une pluviométrie très faible.

III.5.1. Température

D'après les bulletins de l'ONM le mois le plus chaud est le mois d'Août, température moyenne de 34.13 °C. Le maximum absolu est de 45.80 °C le mois le plus froid est le mois de Janvier avec une température moyenne de 10.95 °C le minimum absolu est de - 0.50 °C.

On remarque selon la même source, la température moyenne mensuelle du mois le plus chaud (Août) 36.33 C°, le mois le plus froid (Janvier) 13.67 °C.

III.5.2. La Pluviométrie

Les précipitations (cumul des moyennes mensuelles) en Mars atteint 7.28 mm, Juillet et Août sont presque nulles. La pluviométrie moyenne de 38.85 mm par an.

STATION DE HASSI MESSAOUD

Tableau III.1: cumul des précipitations moyennes mensuelles (mm) {1983-2012}

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août
P(mm)	2.77	6.09	4.18	3.15	6.52	1.57	7.28	3.84	2.61	0.36	0.06	0.42

Source : A.N.R.H OUARGLA

III.5.3. L'évaporation

D'après les bulletins de l'ONM les évaporations des cumuls des moyennes mensuelles, l'évaporation maximale est enregistrée au mois de Juillet qui atteint 518 mm, par contre l'évaporation minimale est enregistrée au mois de Décembre qui atteint 115 mm.

L'évaporation moyenne mensuelle est de 304 mm.

L'évaporation annuelle est de 3650 mm

STATION DE HASSI MESSAOUD

Tableau III.2. Cumul des évaporations moyennes mensuelles (mm) {1963-1991}

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Août
EV (mm)	374	258	159	115	123	173	246	314	405	496	518	469

Source : ONM

III.5.4. Les vents

Dans les régions arides, les vents sont les principaux facteurs de l'édification des reliefs (Dunes) et dans la dégradation des sols (vannages).

La vitesse moyenne mensuelle des vents varient de 08 km/h au mois d'août à un maximum de 14 km/h durant les mois de février et mars (figIII.3). Les vents dominant sont du secteur Nord et Nord-est.

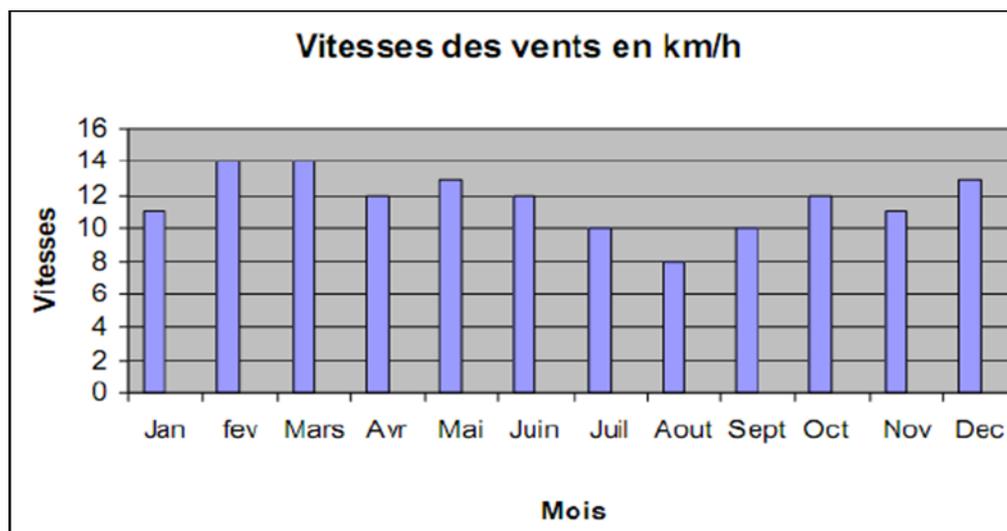


Figure III.3 : Vitesses du Vent mensuelles moyennes à Hassi Messaoud (2003-2013)

Source : ONM

III.6. Démographie

La ville de Hassi-Messaoud a subi durant sa courte histoire un véritable boom démographique (de 1977 à 2008) comme l'illustre parfaitement la figure III.3, puis on remarque un ralentissement et une stabilisation de la croissance démographique (de 2008 à 2012), signe d'un épanouissement économique et sociale de la ville.

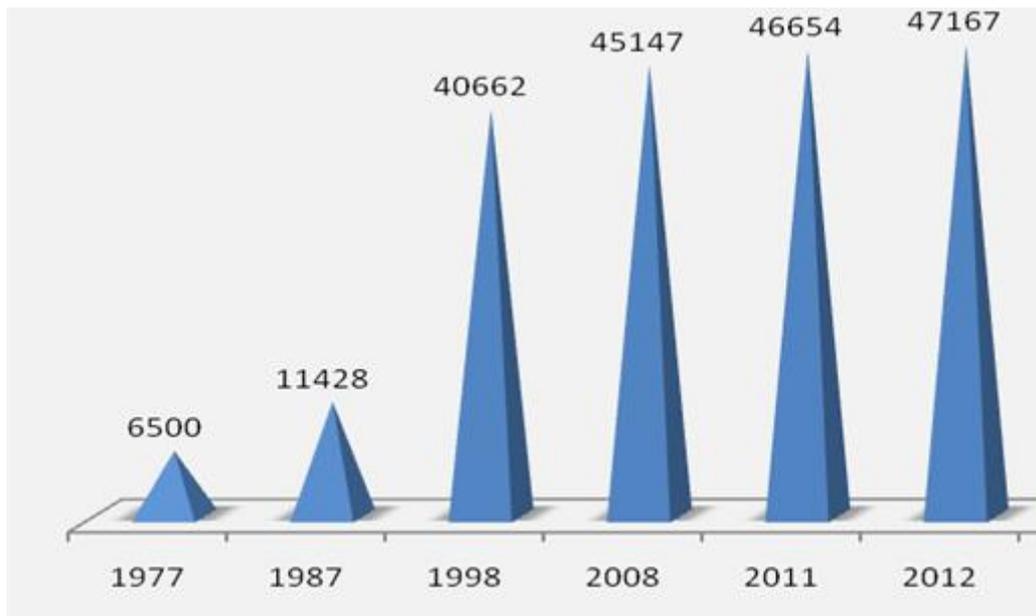


Figure III.4 : Evolution de la population de Hassi Messaoud de 1977 à 2012

Source : APC

III.7. Evaluation de la population à l'horizon d'étude

L'estimation de la population pour un horizon donné est un facteur prépondérant pour l'estimation de la quantité d'eau usée à traiter et arriver à un dimensionnement adéquat du système d'épuration.

L'évolution démographique en Algérie suit la loi des accroissements géométriques donnés par la relation :

$$P = P_0(1 + \tau)^n$$

Avec :

P : Population à l'horizon estimé ;

P_0 : Population à l'horizon de référence 2012 (47167 personnes) ;

τ : taux d'accroissement (1.1%);

n : nombre d'années séparent les deux horizons.

Tableau III.3. Evaluation démographique de la commune de Hassi Messaoud

Année	2012	Taux d'accroissement(%)	2030	2045
Population	47167	1.1	57433	67675

III.8. Densité et répartition de la population

La densité de la population reste très faible (comme l'illustre le tableau III.4) Ceci est typique des villes dite « sahariennes » due au fait que les territoires sont très vastes.

Tableau III.4 : Densité de la population de Hassi Messaoud

Population (habitant)	Superficie (Km ²)	Densité (Habitant/Km ²)
47167	71237	0.66

Source : APC

Tableau III.5 : Répartition de la population de Hassi Messaoud

Population urbaine	Population rurale	Total
46727	439	47167

Source : APC

III.9. Aspect environnemental

III.9.1. Environnement

La région de Hassi Messaoud présente un environnement naturel vierge de toute faune ou flore apparente. Dans le cadre de la protection de ce biotope naturel, une sensibilisation de

la population aux risques inhérents au non-respect de l'environnement devra être mise en œuvre.

III.9.2. Ressources naturels

Outre l'abondance d'eaux dans la région qui est une véritable nécessité de base à l'établissement et au développement de n'importe quelle société, une autre ressource et pas des moindres est à dénombrer : il s'agit du pétrole. En effet, ce dernier représente la pierre angulaire de l'économie de la ville de Hassi Messaoud et lui assure un statut financier assez confortable.

III.9.3. Zone de rejet

Comme dans tous systèmes d'évacuation, les eaux usées sont canalisées et dirigées vers une zone de rejet. Cependant, le terme le plus approprié serait « point de rejet » car les eaux sont déversées en un point, dans un oued ou tout autre formation de ce type (rivières,ect) censé drainer ces eaux. Du fait de la nature plate du terrain et le quasi absence d'oued, l'évacuation des eaux usées s'est orientée vers le stockage dans des cuvettes naturelles ou aménagé à cet effet formant ainsi une sorte de lac artificiel d'où l'emploi du terme de « zone de rejet ». Etant donné que les eaux usées se transforment en eaux stagnante, cela renforce la nécessité d'épurer ces dernières afin d'en atténué le pouvoir polluant.

La zone de rejet de la ville de Hassi Messaoud se situe au Nord - est de la ville dans une cuvette naturelle.

Du fait de la proximité de la zone de rejet de la ville et des désagréments que cela entraîne (mauvaise odeurs, moustiques,...), un nouveau site de rejet a été projeté et approuvé par l'A.P.C de Hassi Messaoud à 17 km de l'ancien vers l'est. La figure qui suit montre l'emplacement du nouveau site de rejet.

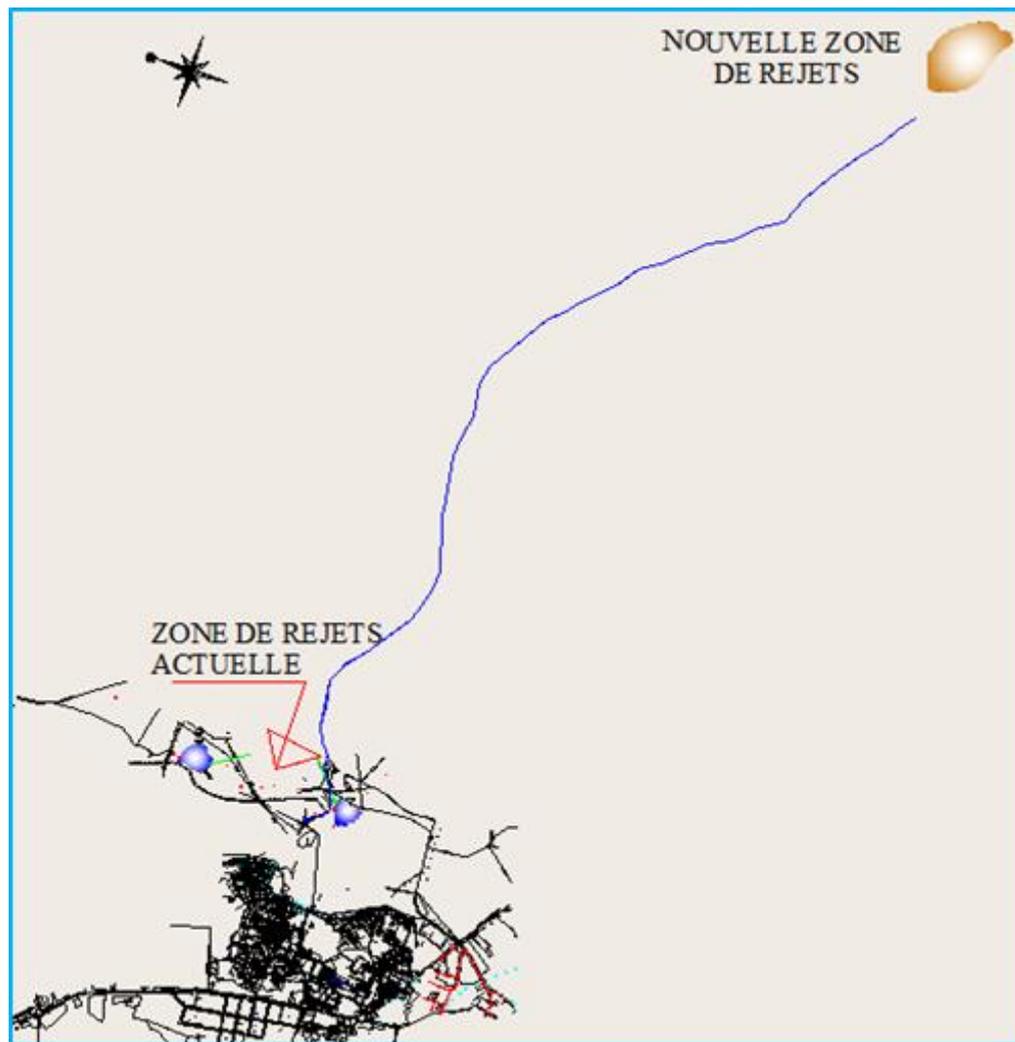


Figure III.5 : Projection de la nouvelle zone de rejets

Source : APC

III.10. Alimentation en eau potable

La principale ressource de la ville elle est constituée de deux nappes différentes :

- la nappe du mio- pliocène de profondeur varié de 100m à 150m.
- la nappe du sénonien de profondeur varié de 347m à 388 m.

On dénombre l'existence de 23 forages à la ville Hassi –Messaoud, un autre forage à Hassi El bakra et autre à hassi khouiledet. Elle est captée par des forages et pompée vers les ouvrages de stockage ou directement dans le réseau.

L'eau emmagasinée à des profondeurs variables dans le sol, reste l'unique source pour l'alimentation en eau potable de la ville hassi –Messaoud et ses localités avoisinent (Hassi khouiledet et Hassi El bakra). [23]

III.11. Dotation journalière adoptée en alimentation en eau potable

Les agglomérations de Hassi Messaoud figurent parmi la classe ayant un accès optimale à la ressource. De ce fait, nous allons attribuer une dotation moyenne pour l'usage domestique de 250 litres par jour par habitant pour l'estimation des besoins en eau pour le court, moyen et long terme. [23]

III.12. Réseau d'assainissement

Le réseau d'évacuation des eaux usées couvre pratiquement la grande partie de la ville de Hassi Messaoud avec un taux de raccordement égale à 93%.Ce réseau est de type unitaire avec un schéma radial. Le réseau d'évacuation a été réalisé au fur et à mesure du développement et de l'expansion de la ville. La figure ci-après donne un aperçu du réseau de Hassi Messaoud à l'état actuel. [24]

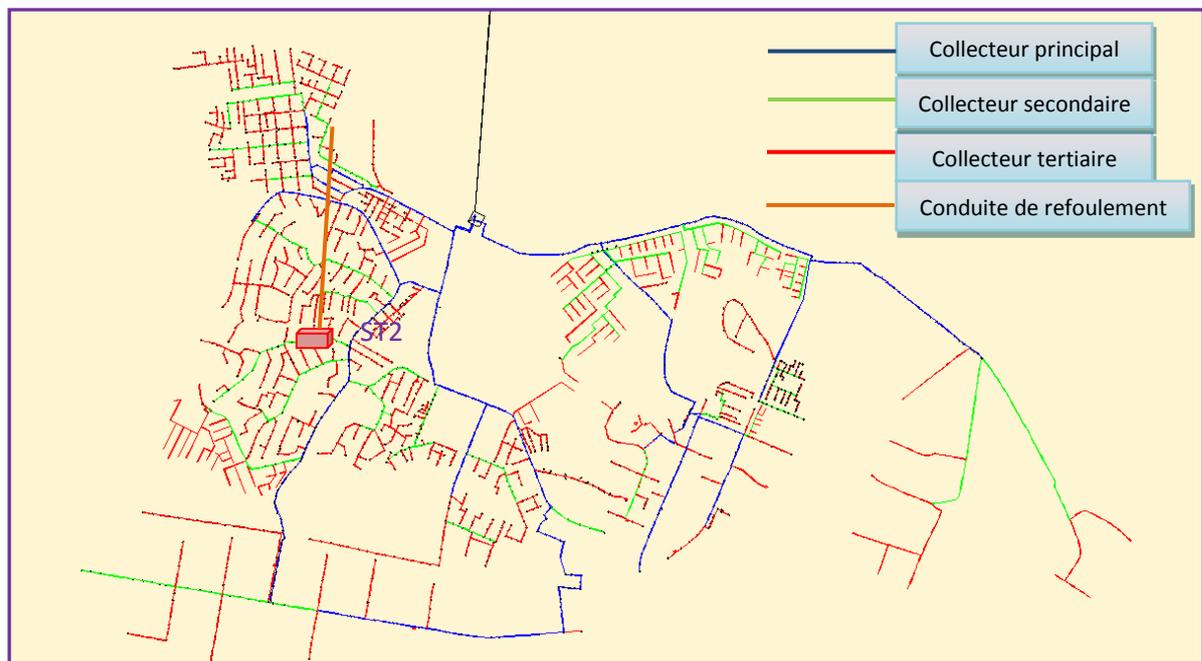


Figure III.6 : Représentation synoptique du réseau d'assainissement

Source : (ONA)

Le réseau s'articule autour de quatorze collecteurs principaux, quarante-quatre collecteurs secondaires et moult de collecteurs tertiaires. Le tout desserve les eaux usées vers leurs destinations finales : le lieu de rejet.

Conclusion

Dans le cadre d'une politique de protection de l'environnement ainsi que la santé publique il est nécessaire d'implanter une station d'épuration.

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du Point de vue topographie, climatologique, ainsi que la situation hydraulique actuelle. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre IV

Introduction

La station d'épuration traditionnelle, à boues activées, s'impose souvent à l'esprit lorsqu'il s'agit d'épuration des eaux usées. Pourtant, d'autres modes épuratoires existent. Ils s'appuient sur des processus d'autoépuration, se déroulant spontanément dans les étendues d'eau, dans lesquelles les microorganismes dégradent la matière organique et la transforment en élément minéraux. C'est le cas du procédé de lagunage.

Dans le procédé de lagunage, l'élimination de la charge polluante est assurée par les communautés de microorganismes de l'eau et des sédiments (algue et bactéries). Ce procédé qui est très développé dans le monde, reste malheureusement encore peu utilisé dans les pays en développement.

IV.1. Définition

Le lagunage aéré est une technique d'épuration biologique qui se caractérise par un ou plusieurs bassins de traitement dans lesquelles la charge biodégradable de l'effluent est détruite par voie bactérienne, une partie au moins de ce traitement est réalisé en aérobie grâce à un apport d'oxygène dissous dans l'eau artificiellement par les aérateurs. Il n'y a pas de recirculation de la culture bactérienne.

IV.2. Principe de fonctionnement

L'oxygénation est, dans le cas du lagunage aéré, apportée mécaniquement par un aérateur de surface ou une insufflation d'air.

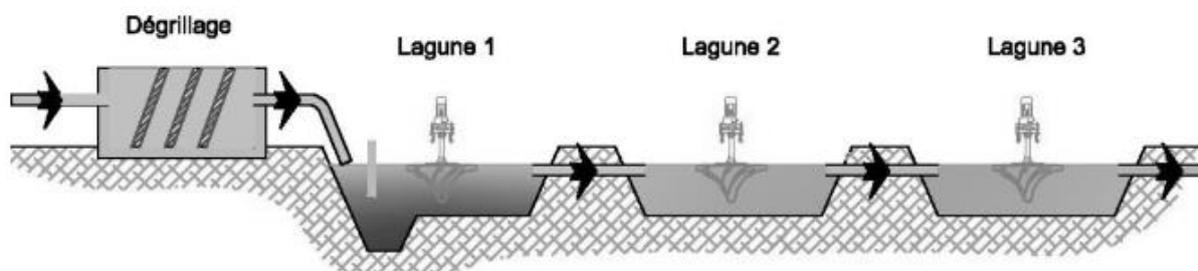


Figure IV.1 : principe de la filière lagunage aéré

Source : Google

IV.2.1. Mécanismes mis en jeu**IV.2.1.1. Dans l'étage d'aération**

Les eaux usées sont dégradées par des micro-organismes qui consomment et assimilent les nutriments. Le principe de base est le même que celui des boues activées avec une densité de bactéries faible et l'absence de recirculation.

L'oxygénation est assurée par un aérateur de surface ou une insufflation d'air. La consommation électrique de chacun de ces deux procédés est similaire à celle d'une boue activée.

IV.2.1.2. Dans l'étage de décantation

Assuré principalement par une ou deux simples lagunes, les matières en suspensions (amas de micro-organismes et de particules piégées) s'agglomèrent lentement sous forme de boues. Ces dernières doivent être régulièrement extraites.

Le curage est facilité en présence de deux bassins qu'il est possible de by-passer séparément.

IV.2.1.3. Lagune de finition

Ces lagunes dépourvues de systèmes de brassage, permettant la séparation physique des boues et de l'eau traitée.

En lagunage aéré, la population bactérienne sans recirculation conduit :

- à une densité de bactéries faible et à un temps de traitement important pour obtenir le niveau de qualité requis ;
- à une floculation peu importante des bactéries, ce qui contraint à la mise en place d'une lagune de décantation largement dimensionnée. [25]

IV.3. Différents types de lagunage aéré

On distingue deux formes de lagunes aérées :

IV.3.1. Lagunage aérées strictement aérobie

Dans ce type de lagunes, on maintient une concentration en oxygène dissous dans tout le bassin. La profondeur peut être de 2.4 à 2.8 m, dans laquelle l'oxygène et les matières en suspension sont uniformément répartie dans le bassin.

IV.3.2. Lagunage aérées facultatives

Dans ce type de bassin, l'oxygène n'est maintenu que dans la partie supérieure et la plus grande partie des matières inertes en suspension et des matières biologiques non oxydées décantent au fond du bassin, où elles subissent une décomposition anaérobie. Le bassin peut être modifié pour comporter un compartiment séparé de décantation capable de fournir un effluent clarifié.

- ❖ Le premier cas est très peu utilisé car il est grand consommateur d'énergie.
- ❖ La seconde solution est rencontrée plus fréquemment : elle s'apparente au lagunage naturel par l'épuration des eaux usées par échange eau/sédiment. [14]

IV.4. Conception

Le lagunage aéré est une technique d'épuration biologique par culture libre avec un apport artificiel d'oxygène. [28]

IV.4.1. Prétraitement**IV.4.1.1. Dégrillage**

Il serait souhaitable de le surdimensionner pour n'avoir à effectuer qu'un nettoyage par semaine.

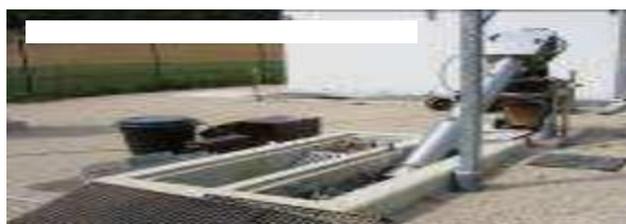


Figure IV.2 : Dégrilleur

IV.4.1.2. Dessablage

Il est uniquement nécessaire pour un réseau acheminant des quantités importantes de sables.



Figure IV.3 : Dessableur

IV.4.1.3. Dégraissage

Effectué par une cloison siphonide placée à l'arrivée des eaux usées dans la lagune d'aération.



Figure IV.4 : Dégraisseur

IV.4.2. Lagunes**IV.4.2.1. Lagune d'aération**

L'aération mécanique favorise le développement des bactéries au détriment de la population algale. Pour limiter les dépôts qui peuvent perturber le traitement et pour prévenir la formation d'algues microscopiques, il est nécessaire de surdimensionner les aérateurs.

L'étanchéité de la lagune doit être effectuée par géomembrane pour limiter les risques de dégradation des berges dus au fort batillage de l'eau en mouvement.

Des dalles bétonnées complètent la protection contre les affouillements au droit de la turbine. C'est dans cette lagune qu'ont lieu la croissance bactérienne et l'oxydation de la pollution organique.

De légers floes de 0.1 mm se forment. En comparaison, avec des boues activées, ils sont dix fois inférieurs.



Figure IV.5 : Lagune d'aération

IV.4.2.2. Lagune de décantation

C'est le lieu de séparation physique des boues biologiques et de l'eau épurée. Cette lagune doit être régulièrement curée afin d'éviter les odeurs et la dégradation du traitement par les départs des boues.

La forme du bassin doit être rectangulaire avec un rapport longueur sur largeur de 2 à 3.



Figure IV.6 : Lagune de décantation

IV.4.2.3. Lagune de finition

On peut y ajouter une lagune de finition pour affiner le traitement notamment au niveau de l'azote, voire du phosphore. L'élimination de ces deux paramètres peut se faire également pour le premier au niveau d'un réacteur de nitrification avec recirculation d'une partie des effluents en tête de lagune primaire et pour le second par voie physico-chimique.

[22]

IV.5. Bases de dimensionnement

IV.5.1. Choix des terrains

Il faut prévoir une surface comprise entre 1.5 et 3 m² par usager.

IV.5.2. Lagune d'aération

Tableau IV.1: Base de dimensionnement pour les lagunes aérées. [22]

	Base de dimensionnement
Temps de séjour	20 jours (temps de séjours réduit, en fait, à une quinzaine de jours après quelques années de fonctionnement suite au volume occupé par les dépôts de matières en suspension => il ne faut donc pas chercher à réduire ce temps de séjour lors de la conception).
Volume	3 m ³ par usager desservi.
Profondeur	2 à 3,50 m avec des aérateurs de surface (les turbines rapides de 4 kW correspondent à des profondeurs de l'ordre de 2,5 m, celles de 5,5 kW sont utilisées avec des profondeurs comprises entre 2,5 et 3). 4,00 m possible avec insufflation d'air.
Forme du bassin	Un carré autour de chaque aérateur
Puissance spécifique d'aération	Les besoins en oxygène sont de l'ordre de 2 kg O ₂ / kg DBO ₅ . Pour limiter les dépôts à un volume ne perturbant pas le traitement et, par ailleurs, prévenir la formation d'algues microscopiques, il est nécessaire de surdimensionné les aérateurs et d'utiliser une puissance comprise entre 5 et 6 W/m ³ . En fonctionnement, il est toujours possible de réduire le temps de marche de ces aérateurs par rapport aux temps de marche des aérateurs de puissance moindre, ce qui permet de limiter les surcoûts de fonctionnement.

IV.5.3. Lagunes de décantation**Tableau IV.2** : Base de dimensionnement pour la lagune de décantation. [22]

Paramètre	Base de dimensionnement
Volume	0,6 à 1 m ³ par usager desservi (2 bassins de 0,3 à 0,5 m ³ /EH).
Forme du bassin	rectangulaire avec un rapport largeur / longueur égal à 2/1 ou 3/1.
Profondeur	2 m afin de laisser un mètre d'eau libre avant soutirage des boues.

IV.6. Principaux dysfonctionnement observes

Les principaux dysfonctionnements observes sont cités dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Principaux dysfonctionnement observes. [28]

Dysfonctionnement	Cause	Solution
- Odeurs – départs de boues	- Curages trop espacés	- Curer dès que la hauteur de boues atteint 0,5 à 0,7 mètres
	- Boues trop légères et peu décantables	- Diminuer la charge massique du système en plaçant un traitement primaire en tête de station. Au cas où celle-ci est raccordée à un réseau unitaire, prévoir un trop- plein au niveau du poste de relèvement (pour maintenir un temps de séjour minimum dans l'ouvrage) - Réfléchir à l'opportunité d'une adjonction de chlorure ferrique en tête des lagunes de décantation (dans une chambre aménagée à cet effet) pour augmenter les poids des boues et traiter le phosphore.
- Coloration brune - Odeurs - Difficulté de décantation	- Mauvaise aération, décantation importante dans la lagune d'aération, développement de bactéries réductrices du soufre	- Aérer en continu jusqu'à disparition des odeurs au-dessus de la lagune d'aération (en général 24 heures au moins)
	- Prolifération de bactéries filamenteuses	- Optimiser la répartition de l'énergie de brassage et d'aération (certaines turbines flottantes ont de mauvais rendements d'oxygénation) - Appliquer en dernier recours de l'eau de Javel en quantité très faible (les bactéries filamenteuses étant très sensibles au chlore)
- Rejet d'algues vertes	- Cycle d'aération peu ou pas adapté à la charge polluante	- Régler les plages d'oxygénation et de repos en enregistrant sur des périodes suffisamment longues et différentes (temps sec et pluie) l'oxygène et le redox dans les bassins
	- Station surchargée	- Introduction de daphnies dans la lagune de décantation ou de finition

IV.7. Avantages techniques

Ce procédé est particulièrement tolérant à de très nombreux facteurs qui engendrent en général de très sérieux dysfonctionnements dans les procédés d'épuration classiques :

- Variation de charges hydrauliques et /ou organiques importantes ;
- Effluents très concentrés ;
- Effluents déséquilibrés en nutriments ;
- Traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables ;
- Bonne intégration paysagère ;
- Boues stabilisées ;
- Curage des boues tous les deux ans.

IV.8. Inconvénients techniques

- 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. [21]

Conclusion

L'épuration des eaux usées par lagunage se présente donc comme une technique simple basée sur des mécanismes biologiques complexes.

La fiabilité du système est assurée par son caractère extensif qui se traduit par une installation lente mais sûre des équilibres biologiques assurant la transformation ou la rétention de la pollution contenue dans les eaux usées.

L'épuration par lagunage aéré est un meilleur choix pour une station d'épuration avec un traitement naturelle en injection de l'air pour un meilleur rendement et un temps de séjours moins.

Chapitre V

Introduction

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs débits et leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans le domaine d'agriculture.

Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour cela deux horizons de calcul sont choisis 2030 et 2045. [26] et [27]

V.1. Estimation des charges hydrauliques et des charges polluantes**V.1.1. Charges hydrauliques****V.1.1.1. Calcul du débit d'eau domestique**

Le calcul des débits des eaux usées se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejet pris égale à 80%. Aussi selon la DHW de Ouargla, la dotation moyenne journalière en eau potable est estimée à 250 l/hab/j. On peut déterminer le débit moyen journalier des eaux usées rejetées par la population suivant la relation :

$$Q_{\text{cons},j} = \text{dot} * N \dots\dots\dots (\text{V.1})$$

Avec :

- $Q_{\text{cons},j}$: Débit de consommation en eau potable ;
- Dot : Dotation en eau potable (250 l/hab/j) ;
- N : Nombre d'habitant.

V.1.1.2. Calcul du débit des équipements

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{equip}} = Q_{\text{cons},j} * 0.3 \dots\dots\dots (\text{V.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{cons},j}$: Débit de consommation en eau potable ;
- La consommation des équipements est estimée de 30 % (DRE).

V.1.1.3. Calcul du débit industriel

Le nombre de travailleurs dans les bases de vie et zone industrielle est estime comme suite :

Avec une Densité de 125 Tra /ha et superficie total de 584 ha on tire un nombre de 73000 travailleurs.

$$Q_{ind} = 73000 * 250 = 18250 \text{ m}^3 / \text{j} \text{ (Horizon 2030)}$$

Et

Une Densité de 137 Tra /ha et superficie total de 584 ha on tire un nombre de 80000 travailleurs.

$$Q_{ind} = 80000 * 250 = 20000 \text{ m}^3 / \text{j} \text{ (Horizon 2045)}$$

V.1.1.4. Calcul du débit total en eau potable

C'est la somme des débits (débit de consommation, le débit des équipements et le débit d'industriel).

$$Q_{cons,tot} = Q_{cons,j} + Q_{equip} + Q_{ind} \dots \dots \dots \text{ (V.3)}$$

Selon le Tableau III.3 : Evolution de la population raccordée à la STEP pour différent horizon (voir chapitre III : présentation de l'agglomération) ; on a estimé le nombre d'habitant pour les deux horizons à **57433** pour **2030** et **67675** pour **2045**.

➤ **Pour 2030**

$$Q_{cons,j} = 250 * 57433 = 14358.25 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{cons,j} = 14358.25 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{equip,j} = 14358.25 * 0.3 = 4307.48 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{equip,j} = 4307.48 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{ind} = 18250 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{ind} = 18250 \text{ m}^3 / \text{j}$$

➤ **Pour 2045**

$$Q_{cons,j} = 250 * 67675 = 16918.75 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{cons,j} = 16918.75 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{\text{equip},j} = 16918.75 * 0.3 = 5075.63 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{equip},i} = 5075.63 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{ind}} = 20000 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{ind}} = 20000 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats des calculs des débits en eau potable pour les deux horizons sont résumés sur le tableau ci-dessous

Tableau V.1 : Consommation en eau pour les secteurs domestiques, équipements et industrielles pour les deux horizons.

Agglomération	HORIZONS	
	2030	2045
Population	57433	67675
Consommation domestique (m ³ /j)	14358.25	16918.75
Consommation d'équipement (m ³ /j)	4307.48	5075.63
Consommation industrielle (m ³ /j)	18250	20000
Q _{cons.total} (m ³ / j)	36915.73	41994.38

V.1.2. Evaluation des rejets

Estimation des rejets en eaux usées comprend le calcul des débits suivant :

- 1- Le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy},j}$) ;
- 2- Le débit moyen horaire ($Q_{\text{moy},h}$) ;
- 3- Les débits de pointe en temps sec (Q_{pts}) ;
- 4- Le débit diurne (Q_d).

Horizon 2030

V.1.2.1. Débit journalier

Le débit rejeté par notre agglomération est estimé à 80% de la consommation en eau potable totale ; il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = Q_{cons,tot} * C_{rj} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

- $Q_{cons,t}$: Débit totale en eau potable ;
- C_{rj} : coefficient de rejet = 0,8.

Donc :

$$Q_{moy,j} = 36915.73 * 0,8 = 29532.58 \text{ m}^3/\text{j}$$

$Q_{moy,j} = 29532.58 \text{ m}^3/\text{j}$

V.1.2.2. Débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \dots \dots \dots (V.5)$$

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} = \frac{29532.58}{24} = 1230.52 \text{ m}^3/\text{h}$$

$Q_{moy,h} = 1230.52 \text{ m}^3/\text{h}$

V.1.2.3. Débit de pointe en temps sec

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (V.6)$$

Avec :

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

Dans notre cas le $Q_{moy,j} = 341.81 \text{ l/s}$ d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$K_p = 1,5 + \frac{2.5}{\sqrt{341.81}} = 1,64$$

$$\Rightarrow Q_{pts} = 1,64 * 341.81 = 560.57 \text{ l/s}$$

$$Q_{pts} = 0.5605 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.1.2.4. Débit diurne

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

$$Q_d = \frac{Q_{moy,j}}{16} = 1845.79 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{moy,j} = 1845.79 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau V.2 : Estimation des différents débits des eaux usées aux différents horizons d'études

Paramètres	Unités	Horizon 2030	Horizon 2045
Type de réseau	--	Unitaire	Unitaire
Charges Hydrauliques			
Débit moyen journalier	(m ³ /j)	29532.58	33595.50
Débit moyen horaire	(m ³ /h)	1230.52	1399.81
Débit de pointe par temps sec	(l/s)	560.57	633.81
Le débit diurne	(m ³ /h)	1845.79	2099.72

V.2. Equivalent habitant

Les nombres d'équivalents habitants correspondant aux volumes journaliers des rejets estimés pour les deux horizons d'étude (2030 et 2045),

Tel que :

$$NEH = \frac{Q_{moy,j}}{R_s} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Débit moyen des eaux usées (l/s) ;
- R_s : Taux de raccordement * taux de rejet * dotation.

Tableau V.3 : Estimation d'équivalents habitants

Horizons	Nombre Habitants	Débits des eaux usées (l/s)	Dotation l/hab/j	Taux de rejet (%)	Taux de raccordement (%)	Equivalent habitant
2030	57433	341.81	250	80	85	173720
2045	67675	388.84	250	80	95	176820

Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2045

V.3. Evaluation des charges polluantes

On calcul les charges polluantes à partir des résultats d'analyses, car l'échantillon moyen analysé correspond à la pollution maximale à l'heure de pointe.

V.3.1. La charge moyenne journalière en DBO5

$$L_0 = C_{DBO5} \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec :

- L_0 : Charge moyenne journalière en DBO₅ (Kg/j) ;
- C_{DBO5} : La concentration en DBO₅ moyenne (Kg/m³) ;
- Q_j : Débit moyen journalier en (m³/j).

Nous avons : $C_{DBO5} = 240$ mg/l (voir annexe)

V.3.2. La charge moyenne journalière en MES

$$N_0 = C_{MES} \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

- N_0 : Charge moyenne journalière en MES (Kg/j) ;
- C_{MES} : La concentration en MES moyenne (Kg/m³) ;
- Q_j : Débit moyen journalier en (m³/j).

Nous avons : $C_{MES} = 377$ mg/l (voir annexe)

V.3.3. La charge moyenne journalière en DCO

$$M_0 = C_{DCO} \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

- M_0 : Charge moyenne journalière en DCO. (Kg/j) ;
- C_{DCO} : La concentration en MES moyenne (Kg/m³) ;
- Q_j : Débit moyen journalier en (m³/j).

Nous avons : $C_{DCO} = 480$ mg/l (voir annexe)

Tableau V.4 : Les résultats de calcul des différentes charges polluantes pour les deux horizons

Horizons de calcul		2030	2045
Débit moyen journalier Q_j	m^3/j	29532.58	33595.504
Concentrations moyennes des eaux brutes	mg DBO5/l	240	
	mg MES/l	377	
	mg DCO/l	480	
Charge journalières en DBO5	Kg DBO5/j	7087.82	8062.92
Charge journalières en MES	Kg MES/j	11133.78	12665.51
Charge journalières en DCO	Kg DCO/j	14175.63	16125.84

Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2045

V.4. Les ouvrage de prétraitement

V.4.1. La collecte des eaux usées

Lorsque les travaux de réseau seront réalisés, les eaux usées à traiter arriveront à la station d'épuration par l'intermédiaire d'une conduite de refoulement.

V.4.2. Canal d'amenée

Le canal d'approche sera dimensionné avec une forme rectangulaire Celui-ci est localisé entre le regard d'entrée et le dégrilleur sur une longueur de 6.00 m.

V.4.2.1. Détermination de section optimale

Le débit de pointe transitant vers la station d'épuration Q_{Pts} :

$$Q_{Pts} = 0.5605 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'écoulement est supposé uniforme, la section du canal est rectangulaire :

$$Q = V * T_{eau} * b \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement de l'eau (m /s) ;
- b : Largeur du canal (m) ;
- T_{eau} : Hauteur du tirant d'eau (m).

Pour une section rectangulaire

$$S = b * T_{eau} \dots\dots\dots (V.12)$$

$$P = b + 2T_{eau} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec :

- S : Section du canal d'amené ;
- P : Périmètre du canal d'amené.

Soit :

$$b = \frac{S}{T_{eau}} \quad \text{D' où : } P = \frac{S}{T_{eau}} + 2T_{eau}$$

Le minimum de P correspond à $\frac{dp}{dT_{eau}} = 0$;

$$\frac{dp}{dT_{eau}} = -\frac{S}{T_{eau}^2} + 2 = 0 \quad \text{Ou bien : } S = 2 \times T_{eau}^2 = b \times T_{eau}$$

On aboutit alors à

$$b = 2 \times T_{eau} \dots\dots\dots (V.14)$$

C'est une section avantageuse car elle conduit au minimum de travaux de déblai et revêtement.

V.4.2.2. Calcul de b et h

$$Q = V * S = V * b * T_{eau} = 2 T_{eau}^2 * V ; \text{ avec } b = 2 * T_{eau}$$

D'où :

$$T_{eau} = \sqrt{\frac{Q}{2 * V}} \dots\dots\dots (V.15)$$

Pour une vitesse maximale $V = 1,2 \text{ m/s}$

$$T_{eau} = \sqrt{\frac{0.5605}{2 * 1.2}} = 0.48 \text{ m}$$

$T_{eau} = 0.48 \text{ m}$

$$b = 2 * T_{eau} = 2 * 0.48 = 1\text{m}.$$

$b = 1\text{m}$

En considérant une majoration de 15 % pour éviter le débordement du canal, la profondeur du canal H sera donc.

$$H = 1.15 * T_{eau} = 1.15 * 0,48 = 0.55\text{m}.$$

$H = 0.55\text{m}$

V.4.2.3. Calcul de la section du canal

$$S = b * H = 1 * 0,55 = 0.55 \text{ m}^2$$

$S = 0.55\text{m}^2$

V.4.2.4. Vérification du régime (fluvial ou subcritique)

$$\frac{Q^2}{g * b^2 * h_c^3} = 1 \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec :

- h_c : la profondeur critique de canal ;
- b : largeur de canal.

Soit :

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{g * b^2} \right)^{1/3}$$

$$h_c = \left(\frac{0.5605}{9,81 * 1^2} \right)^{1/3} = 0.385 \text{ m}$$

$h_c = 0.385 \text{ m}$

Le tirant d'eau h est donc supérieur à la profondeur critique h_c

La vitesse critique telle que :

$$V_c = \sqrt{h_c * g} \dots\dots\dots (V.17)$$

$$V_c = \sqrt{9,81 * 0.385} = 1.94 \text{ m/s}$$

$V_c = 1.94 \text{ m/s}$

$V_c > V = 1, 2 \text{ m/s}$

On obtient finalement :

$h > h_c, V < V_c$. Alors l'écoulement est fluvial.

V.4.2.5. Calcul de la pente du canal

Elle est donnée par :

$$I^{1/2} = V / K_s * R^{2/3} \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec :

- K_s : Coefficient de Strickler entre 70 et 80.

$$R_h = S / P \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec :

- P : Périmètre mouille du canal ($p = l + 2H$) ;
- l : largeur ;
- H : hauteur mouille (m).

$$I = \left(\frac{1.2}{70 * 0.407} \right)^2 = 0.00177$$

I= 0.002

Tableau V.5 : Caractéristiques du canal d'amenée

Caractéristiques	Horizon 2030	Horizon 2045
Débit Q (m³/s)	0.5605	0.6338
Vitesse max V (m/s)	1,2	1.2
Section du canal S (m²)	0.55	0.60
Largeur b (m)	1	1.02
Tirant d'eau T_{eau} (m)	0.48	0.51
Profondeur du canal H (m)	0,55	0.59
Pente I	0,002	0.002

Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2045

V.5. Dimensionnement de la grille

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

V.5.1. La section de la grille (S)

$$S = L * l \dots\dots\dots (V.20)$$

Avec :

- L : longueur oblique mouillée (m)
- l : largeur de la grille (m)
- S : section de la grille (m²)

$$Q = (1 - B) * S * V * \delta \dots \dots \dots (V.21)$$

$$B = d / (d + e) \dots \dots \dots (V.22)$$

Tels que :

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

Tableau V.6 : Espacement et épaisseur des barreaux

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

- ✓ δ Coefficient de colmatage de la grille.
 - La grille manuelle : $\delta = 0.25$
 - La grille mécanique : $\delta = 0.5$

Avec :

- δ : Coefficient de vide égale 0,50 (pour les grilles mécaniques) ;
- S : La surface de la section de la grille ;
- V : La vitesse d'écoulement entre les barreaux (0,60-1,40) m/s
on prend $V = 1.00$ m/s ;
- B: Coefficient de colmatage $B = d / (d + e) = 0.25$;
- e : L'espacement entre les barreaux = 30 mm ;
- d : Epaisseur des barreaux = 10 mm

$$S = \frac{Q}{(1-B)*V*\delta} = \frac{0.5605}{(1-0.25)*1*0.5} = 1.495 \text{ m}^2$$

Pour deux grilles on $S = 0.75 \text{ m}^2$

$$S = 0.75 \text{ m}^2$$

On prend :

$$l = 1 \text{ m}$$

Donc :

$$L = 0.75 \text{ m}$$

$$L = h_{\max} / \sin \alpha \dots\dots\dots (V.23)$$

Tel que

- $\alpha = 60$ (l'angle d'inclinaison)
- h_{\max} (hauteur max d'eau dans le canal d'amenée est égale à 0,48 m).

La condition :

$$h_{\max} / \sin \alpha = 0,554 \text{ m et } L = 0.75 \text{ m} > 0,554 \text{ m est vérifiée.}$$

V.5.2. Calcul de perte de charge ΔH

Les pertes des charges sont calculées comme suite :

$$\Delta H = \frac{C*V^2}{2g} \dots\dots\dots (V.24)$$

$$C = a\left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} \sin \alpha \dots\dots (V.25)$$

Avec :

a : Coefficient en fonction de la forme des barreaux ;

- a = 2,42 pour une section rectangulaire ;
- a = 1,79 pour une section circulaire.

$$C = 1,79 \left(\frac{10}{30} \right)^{4/3} \sin 60^\circ = 0.36$$

Alors :

$$\Delta H = \frac{0.36(1)^2}{2 \times 9,81} = 0,018 \text{ m}$$

$\Delta H = 0.018 \text{ m}$

Tableau V.7 : Les caractéristiques du dégrilleur

Paramètre	Horizon 2030	Horizon 2045
Nombre de grille	02	02
Débit (m ³ /s)	0,5605	0.6338
Vitesse (m/s)	1.00	1.00
Largeur (m)	1	1
Longueur (m)	0.75	0.85
L'angle (degré)	60°	60°
Epaisseur (mm)	10	10
Espacement (mm)	30	30

Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2045

V.6. Dimensionnement du dessableur

Le rôle du dessableur est d'éliminer les particules denses de diamètre supérieur à 0.2 mm afin d'augmenter le rendement du décanteur.

Les ouvrages de dessablage sont de type statique, ils sont dimensionnés sur la base des critères suivants

- Vitesse d'entraînement des particules : $V_d = 0,30 \text{ m / s}$
- Vitesse de sédimentation : $V_p = 60 \text{ m / h}$.
- Nombre de canaux : $n = 02$.

La vitesse d'entraînement des particules permet de définir la section transversale utile des dessableurs. La vitesse de sédimentation permet de calculer la section horizontale humide.

V.6.1. Calcul du volume total d'un canal

Le dimensionnement s'effectue sur la base du débit transitant vers la station avec un temps de séjour $t_s = 4 \text{ min}$.

Le volume total est calculé comme suit :

$$V_T = Q_p * t_s \dots\dots\dots (V.26)$$

Avec :

- Q_p : Le débit de pointe = $0.5605 \text{ m}^3/\text{s}$.
- t_s : Temps de séjour en minutes = 4 min .

Donc :

$$V_T = 0.5605 \times 60 \times 4 = 134.5 \text{ m}^3$$

$$V_T = 134.5 \text{ m}^3$$

V.6.2. Calcul de la section transversale humide d'un canal

En utilisant la formule suivante :

$$S_t = \frac{Q_p}{V_d * n} \dots\dots\dots (V.27)$$

Donc:

$$S_t = \frac{0.5605}{0.3 \times 2} = 0.93 \text{ m}^2$$

$$S_t = 0.93 \text{ m}^2$$

V.6.3. Calcul de la section horizontale humide d'un canal

En utilisant la formule suivante :

$$S_h = \frac{Qp}{Vp \cdot n} \dots\dots\dots (V.28)$$

Donc :

$$S_h = \frac{0.5605 \times 3600}{60 \times 2} = 16.8 \text{ m}^2.$$

$$S_h = 16.8 \text{ m}^2$$

V.6.4. Calcul de Tirant d'eau

On prend la largeur du canal

$$l = 1.5 \text{ m}$$

$$T_{\text{eau}} = \frac{S_t}{l} \dots\dots\dots (V.29)$$

Donc :

$$T_{\text{eau}} = \frac{0.93}{1.5} = 0.62 \text{ m}$$

$$T_{\text{eau}} = 0.62 \text{ m}$$

V.6.5. Calcul de la longueur du canal

En utilisant la formule suivante :

$$L = \frac{Sh}{l} \dots\dots\dots (V.30)$$

Donc :

$$L = \frac{16.8}{1.5} = 11.2 \text{ m}$$

$$L = 11.2 \text{ m}$$

V.6.6. Volume du sable retenu

$$W_s = N * Q \dots\dots(V.31)$$

Avec :

- W s : Volume du sable retenu ;
- N : Nombre d'habitant N = 179205 ;
- Q : Quantité de sable par un habitant, on admet généralement Q = 5 à 12 l/hab/an.

$$W_s = 179205 * 12 = 2150460 \text{ l/an}$$

$$W_s = 689196 \text{ l/an}$$

V.6.7. Volume d'air à insuffler dans le déssableur

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

$$q_{air} = Q_{ptp} .V \dots\dots\dots (V-32)$$

On prend V=1.5 m³ d'air/m³ d'eau

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

Donc :

$$q_{air} = 1,5*0.5605*3600*24 = 72640.8 \text{ m}^3 \text{ d'air / j}$$

$$q_{air}=72640.8 \text{ m}^3 \text{ d'air/j}$$

V.6.8. Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur

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

$$MES=70\% MVS + 30\% MM \dots\dots\dots (V.33)$$

- La charge en MES à l'entrée de déssableur est :

$$\text{MES} = 11133.78 \text{ Kg/j}$$

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

$$\text{MVS} = 11133.78 \times 0.7 = 7793.65 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MVS} = 7793.65 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$\text{MMS} = 11133.78 \times 0.3 = 3340.134 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MMS} = 3340.134$$

- Les matières minérales éliminées

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

$$\text{MMe} = 3340.134 \times 0.7 = 2338.09 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MMe} = 2338.09 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de déssableur

$$\text{MMs} = \text{MMt} - \text{Mme} \dots\dots\dots (\text{V.34})$$

$$\text{MMs} = 3340.134 - 2338.09 = 1002.044 \text{ kg/j}$$

$$\text{MMs} = 1002.044 \text{ kg/j}$$

- Les MES à la sortie de déssableur :

$$\text{MESs} = \text{MVS} + \text{MMs} \dots\dots\dots (\text{V.35})$$

$$\text{MESs} = 7793.65 + 1002.044 = 8795.7 \text{ kg/j}$$

$$\text{MESs} = 8795.7 \text{ kg/j}$$

Tableau V.8 : Caractéristiques techniques du déssableur

Désignation	Unités	2030	2045
Volume (V)	m ³	134.5	152.112
Surface transversale (St)	m ²	0.93	1.06
Surface horizontale (Sh)	m ²	16.8	19.01
Tirant d'eau	M	0.62	0.71
Largeur	M	1.5	1.5
Longueur	M	11.2	12.7
Temps de séjour par temps sec	Min	4	4
Volume du sable retenu	m ³ /an	689.196	812.1
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air/j	72640.8	82140.5
Matières minérales en suspension totales(MM)	Kg/j	3340.134	3799.65
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	2338.09	2659.76
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	1002.044	1139.89
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	7793.65	8865.86
Matières en suspension restantes	Kg/j	8795.7	10005.75

Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2045

V.7. Dimensionnement des lagunes

Procédé d'épuration Ces bassins fonctionnent sur le même principe que les bassins facultatifs à la différence de l'oxygénation apportée, dans ce cas, mécaniquement par un aérateur de surface Les lagunes agissent comme des bassins de décantation.

V.7.1. Les lagunes aérées

Le débit Q des eaux usées étant connu, on fixe un temps de séjour, des eaux dans les bassins pour avoir leur volume total. La surface S totale des bassins est connue en choisissant une profondeur h dans les limites indiquées par les normes.

Avec :

- Un rapport L/l=3 on détermine la longueur et la largeur de la lagune.

V.7.1.1. Calcul du volume des lagunes aérées à l'horizon 2030

$$V = \frac{QX_{tr}}{n} \dots\dots\dots (V.36)$$

Pour une lagune aérée, le temps de séjour est moyennent de 3 à 5jours et le bassin a une profondeur variant de 2 à 4 m.

Le bassin d'aération est devise en deux étages, le premier étage 60%de temps de séjours et le deuxième étage 40%de temps de séjours.

➤ **Le premier étage**

Prenons un temps de rétention de 3 jours et une série de 6 bassins.

Le volume d'un bassin est de :

$$V = \frac{48427.2 * 3}{6} = 24213.6 \text{ m}^3$$

$V = 24213.6 \text{ m}^3$

➤ **Le deuxième étage**

Prenons un temps de rétention de 2 jours et une série de 3 bassins.

Le volume d'un bassin est de :

$$V = \frac{48427.2 * 2}{3} = 32284.8 \text{ m}^3$$

$V = 32284.8 \text{ m}^3$

V.7.1.2. Calcul de la surface de chaque lagune

$$S = \frac{V}{H} \dots\dots\dots (V.37)$$

➤ **Le premier étage**

Pour une profondeur de H=3 m, la surface est de :

$$S = \frac{24213.6}{3} = 8071.2 \text{ m}^2$$

S = 8071.2 m²

➤ **Le deuxième étage**

Pour une profondeur de h=2.5 m, la surface est de :

$$S = \frac{32284.8}{2.5} = 12913.92 \text{ m}^2$$

S = 12913.92 m²

V.7.1.3. Calcul de la longueur de chaque lagune

Considérons toujours un rapport :

$$L/l=3 \text{ (V.38)}$$

➤ **Le premier étage**

L=156m

l=52m

h=3m

L = 156 m

➤ **Le deuxième étage**

L=198m

l=66m

h=2.5m

L = 198 m

Les caractéristiques des lagunes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Caractéristiques de lagunes aérées.

Caractéristiques \ Horizon	2030		2045	
	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage
Temps de séjour de l'étage (j)	3	2	3	2
Volume de chaque lagune (m ³)	24213.6	32284.8	27380.59	36507.45
Hauteur d'eau (m)	3	2.5	3	2.5
Surface de chaque lagune (m ²)	8071.2	12913.92	9126.86	14602.98
Longueur de chaque lagune (m)	156	198	166	209
Largeur de chaque lagune l (m)	52	66	55	70

V.7.1.4. Quantité DBO₅ éliminée par jour dans chaque lagune

➤ Le premier étage

La concentration initiale de DBO₅ à l'entrée des lagunes est égale à 240 mg/l et la concentration de DBO₅ à la sortie de la première lagune est 48 mg/l, élimination de 80% de la DBO₅.

$$C_E = C_0 - C_e \dots\dots\dots (V.39)$$

Avec :

- C_E : Concentration de DBO₅ éliminé.
- C₀ : La concentration initiale de DBO₅ à l'entrée des lagunes.
- C_e : La concentration de DBO₅ à la sortie des lagunes.

$$C_E = 240 - 48 = 192 \text{ mg/l}$$

C_E = 192 mg/l

$$C_{ET} = C_E * Q_P \dots\dots\dots (V.40)$$

Avec :

- C_{ET} : Quantité DBO₅ éliminé par jours.
- C_E : Concentration de DBO₅ éliminé.
- Q_P : Débit de pointe.

$$C_{ET} = 192 * 0.5605 * 3600 * 24 * 10^{-3} = 9298.02 \text{ kg/j}$$

C_{ET} = 9298.02 kg/j

➤ **Le deuxième étage**

La concentration initiale de DBO₅ à l'entrée des lagunes est égale à 48 mg/l et la concentration de DBO₅ à la sortie est 28.8 mg/l, élimination de 40% de la DBO₅.

$$C_E = 48 - 28.8 = 19.2 \text{ mg/l}$$

C_E = 19.2 mg/l

$$C_{ET} = 19.2 * 0.5605 * 3600 * 24 * 10^{-3} = 929.8 \text{ kg/j}$$

C_{ET} = 929.8 kg/j

V.7.1.5. Calcul de la concentration en boue dans chaque lagune

➤ **Le premier étage**

La concentration en boue est déterminée par la formule suivante :

$$X_a = \frac{X_0 + am \times C_E}{1 + \beta \times t} \dots\dots\dots(V.41)$$

Avec :

- X₀ : Concentration en MVS à l'entrée 263.9 mg/l ;
- C_E : DBO₅ éliminée dans les lagunes =192 mg/l.

Pour les eaux d'origines domestiques :

- am = 0.57 ; b = 0.28 ; $\beta = \frac{b}{1.42} = 0.2$
- t = Temps de séjour dans les lagunes = 3 jours.

$$X_a = \frac{263.9 + 0,57 \times 192}{1 + 0.20 \times 3} = 233.34 \text{ mg/l.}$$

X_a = 233.34 mg/l

➤ **Le deuxième étage**

On prend le pourcentage d'élimination de MVS du premier étage est 60%

$$MVS_S = 60 \% MVS_E$$

Avec :

- MVS_E : Concentration en MVS à l'entrée du premier étage ;
- MVS_S : Concentration en MVS à la sortie du premier étage.

$$MVS_S = 263.9 \times 0.6 = 158.34 \text{ mg/l}$$

La concentration en MVS à l'entrée du deuxième étage est égal :

$$MVS_E = 263.9 - 158.34 = 105.56 \text{ mg/l.}$$

$$X_a = \frac{X_0 + am \times C_E}{1 + \beta \times t}$$

Avec :

- X_0 : Concentration en MVS à l'entrée 105.56 mg/l ;
- C_E : DBO_5 éliminée dans les lagunes = 19.2 mg / l ;
- t : Temps de séjour dans les lagunes = 2 jours.

$$X_a = \frac{105.56 + 0.57 \times 19.2}{1 + 0.20 \times 2} = 83.22 \text{ mg/l}$$

$X_a = 83.22 \text{ mg/l}$

V.7.1.6. Les besoins en oxygène dans chaque lagune

➤ **Le premier étage**

On peut déterminer le besoin en oxygène par la formule suivante :

$$q_{O_2} = (a * C_E * Q) + (b * X_a * V) \dots\dots\dots (V.41)$$

Avec :

- Q : Débit de pointe = 48427.2 m³/j ;
- V : Volume des lagunes = 24213.6 m³ ;
- C_E : La concentration de la DBO_5 éliminée = 0.192 g/l ;
- X_a : La concentration en boue = 0.2334 g/l ;

- a : Coefficient représentant l'oxygène consommé à des fins énergétiques par unité de DBO éliminée ; $0,5 < a < 1,5 \text{ kg d'O}_2 / \text{kg DBO}$.

$$q_{O_2} = (1.5 * 0.192 * 48427.2) + (0.28 * 0.2334 * 24213.6) = 15529.034 \text{ kg O}_2 / \text{j}$$

$$q_{O_2} = 647.043 \text{ kg O}_2 / \text{h}$$

$$Q_{O_2} = 647.043 \text{ kg O}_2 / \text{h}$$

➤ **Le deuxième étage**

$$q_{O_2} = (a * C_E * Q) + (b * X_a * V)$$

Avec :

- Q : Débit de pointe = $0.5605 \text{ m}^3 / \text{s}$;
- V : Volume des lagunes = 12913.92 m^3 ;
- C_E : La concentration de la DBO₅ éliminée = 0.0192 g/l ;
- X_a : La concentration en boue = 0.08322 g/l ;
- a : Coefficient représentant l'oxygène consommé à des fins énergétiques par unité de DBO éliminée ; $0,5 < a < 1,5 \text{ kg d'O}_2 / \text{kg DBO}$.

$$q_{O_2} = (1.5 * 0.0192 * 48427.2) + (0.28 * 0.08322 * 12913.92) = 1695.62 \text{ kg O}_2 / \text{j}$$

$$q_{O_2} = 70.65 \text{ kg O}_2 / \text{h}$$

$$Q_{O_2} = 70.65 \text{ kg O}_2 / \text{h}$$

V.7.1.7. Puissance requise à la surface aérée

$$\text{Puissance (kw)} = \frac{\text{besoin en oxygène}}{\text{taux de transfert en oxygène}} \dots\dots\dots \text{(V.42)}$$

➤ **Le premier étage**

Prenons un aérateur mécanique de surface qui procure $1.5 \text{ kg d'O}_2 / \text{kWh}$, la puissance requise Pour l'aération est :

$$P = \frac{647.043}{1.5} = 431.36 \text{ kw}$$

$$P = 431.36 \text{ kw}$$

On choisira donc 36 aérateurs actionnés chacun par un moteur de rendement 80 %

• **Puissance d'un moteur**

$$P = \frac{431.36}{36 * 0.8} = 14.97 \text{ kw}$$

P = 14.97 kw

➤ **Le deuxième étage**

Prenons un aérateur mécanique de surface qui procure 1kg d'O2/kwh, la puissance requise Pour l'aération est :

$$P = \frac{70.65}{1.5} = 47.1 \text{ kw}$$

P = 47.1 kw

On choisira donc 18 aérateurs actionnés chacun par un moteur de rendement 80 %

• **Puissance d'un moteur**

$$P = \frac{47.1}{18 * 0.8} = 3.27 \text{ kw}$$

P = 3.27 kw

Tableau V.10 : Caractéristiques de quantité de DBO₅ éliminé et puissance d'aérateur des lagunes.

Caractéristiques	Horizon 2030		Horizon 2045	
	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage
Quantité de DBO ₅ éliminé C _{ET} (kg / j)	9298.02	929.8	10513.98	608.34
Concentration en boue X a (mg / l)	233.34	83.22	233.34	83.22
Quantité d'O ₂ (kg O ₂ / h)	647.043	70.65	731.69	101.16
Nombre d'aérateur Total	36	18	72	21
Puissance de l'aérateur P (KW)	14.97	3.27	8.5	4.00

V.7.2. Le lagunage de finition

Le principal critère de dimensionnement des lagunes de finition est le temps de séjour, ce dernier est généralement compris entre 2 et 3 jours.

Dans le cas de l'épuration dans la ville de Hassi Messaoud le temps de séjour est fixé à 3 jours afin d'assurer un abattement de la charge bactérienne et notamment certaines espèces de bactéries, virus et protozoaires.

La hauteur d'eau dans ces lagunes est généralement fixée à 1,5 m. Cette valeur permet d'éviter l'apparition de plantes macro-phytes tout en limitant le développement de l'activité anaérobie.

V.7.2.1. Calcul du volume des lagunes de finitions

$$V = \frac{Q * tr}{n} \dots \dots \dots (V.43)$$

Avec :

- n : étant le nombre de bassins n=3 ;
- tr : temps de rétention, on se fixe un temps de rétention tr =2 jours.

$$V = \frac{48427.2 * 2}{3} = 32284.8 \text{ m}^3$$

V= 32284.8 m³

V.7.2.2. Calcul de la surface des bassins

$$Sb = \frac{V}{h} \dots \dots \dots (V.44)$$

Avec :

- V : volume du bassin (m3)
- h : hauteur h= 1.5m

$$Sb = \frac{32284.8}{1.5} = 16671.36 \text{ m}^2$$

S= 16671.36 m²

V.7.2.3. Calcul de la longueur de chaque lagune

Considérons toujours un rapport $L/l=3$

Alors :

$L=254\text{m}$

$l=85\text{m}$

$h=1.5\text{m}$

Les caractéristiques des lagunes de finition sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Caractéristiques du lagunage de finition.

Caractéristiques	Horizon 2030	Horizon 2045
Volume de chaque lagune (m ³)	32284.8	36507.45
Temps de séjour de lagune (jour)	2	2
Hauteur d'eau (m)	1.5	1.5
Surface de chaque lagune (m ²)	21523.2	24338.3
Longueur de chaque lagune (m)	254	270.5
Largeur de chaque lagune (m)	85	90

V.7.3. Dimensionnement du lit de séchage

Le séchage des boues d'épuration s'effectue sur des lits de sable drainés sur fond poreux. Il permet, sans pour autant dépenser de l'énergie, d'obtenir des boues séchées s'atteignant 60 à 65% de matières sèches.

Il est constitué d'une couche de support de 20 cm de gravier sur laquelle repose une couche de 10 cm de sable (diamètre 0.5 à 1.5 mm).

Procédure de calcul : on se fixe le nombre de lit et la largeur de chaque lit. Connaissant le volume total des boues par an et le nombre d'extractions, on détermine la longueur et la largeur.

- Nombre de lits=11
- Largeur de chaque lit = 20 m
- Épaisseur du dépôt des boues=50 cm
- La production de boues par équivalent habitant et par an évaluée à 120 l/EH/an.
- Siccité des boues : 10% en fond de bassin 8% à l'extraction

V.7.3.1. Calcul du volume de boue

$$120 \text{ l} \quad \longrightarrow \quad 1 \text{ H}$$

$$V_b \text{ (l)} \quad \longrightarrow \quad 173720 \text{ H}$$

$$V_b = \frac{173720 \times 120}{1000} = 20846 \text{ m}^3$$

$$V_b = 20846 \text{ m}^3$$

V.7.3.2. Calcul de la surface totale des lits de séchage

$$S_t = \frac{V_b}{6 * H} = \frac{20846}{6 * 0.5} = 6948.8 \text{ m}^2$$

$$S_t = 6948.8 \text{ m}^2$$

V.7.3.3. Calcul de la surface de chaque lit

Il existant dans la station d'épuration 11 lits

Donc la surface de chaque bassin :

$$S_b = \frac{S_t}{11} = \frac{6948.8}{11} = 631.7 \text{ m}^2$$

$$S_b = 631.7 \text{ m}^2$$

V.7.4.4. Calcul de la longueur du bassin

On prend la largeur $l = 20 \text{ m}$

$$L = \frac{S_b}{l} = \frac{631.7}{20} = 31.6 \text{ m}$$

$$L = 31.6 \text{ m}$$

Les caractéristiques des lits de séchage sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Caractéristiques des lits de séchage.

Caractéristiques	Horizon 2030	Horizon 2045
Nombre d'équivalent habitant	173720	176820
Volume de boue (m ³)	20846.4	21218.4
L'épaisseur des boues (m)	0,5	0.5
Surface total (m ²)	6948.8	7072.8
Surface de chaque bassin (m ²)	631.7	643
Longueur de chaque bassin L (m)	31.6	32.2
Largeur de chaque bassin l (m)	20	20
Nombre des bassins	11	11

Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2045

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration par lagunage aéré de la ville de Hassi Messaoud, qui favorise le développement des bactéries au détriment de la population algale.

L'épuration par ce procédé repose sur la présence équilibrée de bactéries aérobies en cultures libres avec un apport artificiel d'oxygène.

Chapitre VI

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, Ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites reliant les différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

VI.1. Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique). [26] et [27]

Les cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI.1. Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages.

Ouvrages	Cote du terrain (m)
Canal d'amenée	128.80
Dégrilleur	128.80
Dessableur-déshuileur	128.60
Premier étage	128.20
Deuxième étage	128.00
Etage de finition	128.6
Station de relevage	129.2

VI.1.1. Calcul des côtes piézométrique et de radier dans les différents ouvrages

Pour le calcul des côtes piézométriques des ouvrages :

$$CP (i) = Cr (i) + H (i) \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

- CP (i) : côte piézométrique de l'ouvrage (i) ;
- Cr (i) : côte de radier de l'ouvrage ;
- H (i) : hauteur de l'eau dans l'ouvrage (i).

On résume les calculs dans le tableau (VI.4).

VI.1.2. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{eq} = 1,15. L_{réelle} \dots \dots \dots (VI.2)$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

Les distances sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP

Ouvrages	Longueurs réelle (m)
CANAL - Dégrilleur (canal d'amener)	6
Dégrilleur – Dessableur-Deshuilleur	3
Dessabler–Déshuileur – 1 ^{er} Etage	18
1 ^{er} Etage – 2 ^{em} Etage	23.4
2 ^{em} Etage – Etage de finition	23.8
Etage de finition – station de relevage	25.25

VI.1.3. Calcul des pertes de charges et diamètre des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de Darcy Weisbach :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec :

- K : coefficient de perte de charge ;
- Q : débit en m³/s (Q=0.6338m³/s) ;
- L : longueur de la conduite ;
- D : diamètre de la conduite ;
- β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ;
- m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite ;
- C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A ;
- C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B.1

Tableau VI.3. Les valeurs de K, m et β.

Tuyau	K	M	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour le PEHD, on a :

✓ K=0,001052

✓ m=4,774

✓ β=1,77

Diamètre :

$$\Delta H = \frac{K.L.Q^\beta}{D^m} \Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{K.L.Q^\beta}{\Delta H}}$$

Alors :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Les calculs se résument dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Récapitulatif des résultats du profil hydraulique

Désignation	Côte terrain naturel (m)	Côte du radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Côte Piézométrique (m)	Longueur de la Conduite (m)	Perte de charge (m)	Diamètre de la conduite (mm)
Dégrilleur	128.8	128.95	0.85	129.8	3	0.75	300
Déssableur	128.6	128.3	0.75	129.05	18	0.1	600
					23.4	0.15	600
1 ^{er} étage	128.2	125.95	3	128.95	23.8	0.25	600
					23.4	0.15	600
2 ^{ème} étage	128	126.8	2	128.8	23.8	0.25	600
					23.4	0.15	600
Etage finition	128.1	127.05	1.5	128.55			

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les différents diamètres des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration ainsi que les côtes piézométriques et les côtes radier afin d'assurer le bon fonctionnement de la station d'un point de vue hydraulique.

Chapitre VII

Introduction

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages, une exploitation efficace et un suivi continu pour atteindre ces objectifs. Les deux critères qu'il faut respecter sont :

1. l'entretien permanent de l'ensemble des ouvrages de la STEP permet d'exploiter la station dans de très bonnes conditions et contribuer ainsi à ses performances et à l'augmentation de sa durée de vie
2. l'hygiène et la sécurité dans le travail est un paramètre important car il y va de la santé et même de la vie de l'ensemble du personnel de la station

VII.1. Le suivi technique

Le lagunage aéré comme tous autres procédés d'épurations il est doté d'un suivi technique à mettre en œuvre pour atteindre les objectifs suivants :

- maintien des installations en bon état,
- Appréciation de la qualité des rejets,
- Evaluation des rendements,
- Prévention des dysfonctionnements.

Le suivi technique comprend deux types d'intervention :

- ▶ Visites et surveillance générale.
- ▶ Les opérations spécifiques.

VII.1.1. Visites et surveillance générale

Il est important de rappeler qu'une lagune, quelle que soit sa taille, exige un entretien périodique si l'on veut assurer la pérennité de son fonctionnement, des visites régulières sont alors nécessaires, elles sont de deux types :

▶ Les visites simples

Le contexte de réalisation de la visite doit être absolument précisé (heure, condition, météo,...), ainsi que les phénomènes météorologique marquants (pluviométrie, vent, ensoleillement)

La visite permet de contrôler l'intégrité et le bon entretien des ouvrages, et consiste en les observations suivantes :

- La présence des rongeurs.
- les fuites.
- l'affaissement.
- dégradation des berges des bassins par battillage.
- La Couleur d'eau.
- L'odeur.
- Présence des flottants.
- L'écoulement de l'eau.

▶ **Les visites bilans**

La visite bilan comporte une série des prélèvements pour des mesures qui donnent des indications précises sur le fonctionnement du lagunage il s'agit des analyses des paramètres suivants : DBO, DCO, MES,..... etc.

Cette visite se fait après avoir visualisée des indices des mauvais fonctionnements de la station lors des visites simples. [24]

VII.1.2. Les opérations spécifique

▶ **Les mesures battymetrique**

Le suivi de l'épaisseur de sédiment ne nécessite un quadrillage fin pour évaluer le volume à curer et prévoir les moyens nécessaires à leur extraction.

▶ **Les curages des bassins**

En effet La décision de curer un bassin nécessite qu'un diagnostic de l'état d'envasement, une aide technique à fournir pour les curages porte sur :

- L'analyse des boues.
- Le choix de la technique de curage.

Les curages se font généralement lorsque le volume des boues atteint 30% du volume du bassin, et leur extraction se fait par deux méthodes :

- ▶ Le curage après vidange.
- ▶ Le curage sous eau (curage sans vidange).

Avec une fréquence de 1 à 5 ans pour les cônes de sédimentation, et supérieur à 10 ans pour les sédimentations uniformes.

Le but de curage est de :

- Limiter la réduction du volume utile de bassin.
- Limiter la production d'odeur. [24]

VII.2. Conception des lagunes

VII.2.1. Forme des bassins

La forme des bassins doit être aussi régulière que possible et surtout éviter la présence des chicanes (ondulation) car elles provoquent l'augmentation des zones mortes.

Les dispositions suivantes sont à prendre en compte :

- ▶ Les angles des bassins sont le siège d'accumulation de sédiment : une épaisseur trop importante modifie le temps de séjour.
- ▶ Un premier bassin très allongé favorise une surcharge en tête.
- ▶ Les bassins rectangulaires assurent une meilleure répartition des eaux usées à condition que le rapport $\frac{L}{\ell} \leq 3$ soit respecté.

VII.2.2. Les digues

La largeur en crête de la digue ne devra jamais être inférieure à 2 m. De plus les pentes des talus doivent être en général 2/1 (longueur horizontale sur verticale), une supprofondeur approximative de 0.5 doit être aménagée en 1^{er} bassin pour retenir les dépôts décantés.

Les digues doivent être étanches.

VII.2.3. Travaux d'étanchéité

Ces travaux sont réalisés en fonction de la perméabilité des terrains. On cherche à atteindre une perméabilité des fonds des bassins inférieure à $K=10^{-2}$ m/s.

Pour réaliser l'étanchéité des fonds de bassins, on utilise des apports de matériaux argileux, des recouvrements à la Bentonite, des recouvrements à la Bitume (goudron minéral) ou des poses de géomembranes et dans de rares cas, du béton.

Les noyaux des digues peuvent être constitués par les matériaux de décapage ou par des tout-venants. La couche extérieure doit être étanche, constituée par une couche d'argile compactée. [24]

VII.3. Surveillance des équipements mécaniques et électromécaniques

Dans le cas de lagunage naturel alimenté gravitairement, cette intervention sera limitée au nettoyage de la grille et réalisée tous les deux jours si la grille est bien dimensionnée. Les déchets seront collectés dans des poubelles étanches.

Dans le cas d'une alimentation par pompes et pour le lagunage aéré, il souhaitable que la fréquence de passage du préposé soit quotidienne. Le temps de fonctionnement des pompes et des aérateurs seront relevés et permettront de déceler d'éventuelles anomalies de fonctionnement comme l'absence de permutation des pompes de relèvement.

Le réglage du temps de fonctionnement des aérateurs dans tous les cas de lagunage aéré sera effectué en principe tous les deux ou trois mois sur les conseils du service d'assistance technique qui pratiquera des mesures d'oxygène dissous. La présence d'algues dans les bassins aérés fera perdre toute signification à la mesure d'oxygène si cette mesure est réalisée en période diurne. La présence d'algues en grande quantité dans ces bassins n'est pas souhaitable. Si la couleur de l'eau dans les bassins d'aération évolue au vert foncé, il faudra augmenter les temps de fonctionnement des aérateurs quelles que soient les valeurs d'oxygène mesurées. [24]

VII.4. Entretien des ouvrages

VII.4.1. Dégrillage

Généralement pour les stations de lagunage un dégrilleur simple à nettoyage manuel dans le cas d'admission des eaux gravitairement, avec une fréquence de nettoyage une fois par semaine par temps sec et plus en cas d'orage sur réseaux unitaires.

Les déchets extraits par le dispositif de nettoyage peuvent être évacués par un tracteur à un lieu plus éloigné de la station Pour éviter le retour de ses déchets dans les bassins par la poussée de vent.

VII.4.2. Le dessablage

Il a pour rôle de retenir la terre et le sable afin d'éviter leur dépôt dans les bassins ; généralement le dessablage n'est nécessaire que dans le cas de réseau unitaire, ou en région très sableuse.

VII.4.3. Le déshuilage

En général le lagunage devrait être réservé à des effluents domestiques un dégraisseur séparé n'est donc pas nécessaire, toute fois un dégraisseur simple sera implanté en tête de premier bassin pour éviter la présence de flottants divers ; l'élimination des huiles peut être assurée par une cloison siphonoïde en respectant certaines conditions à savoir :

- La surface devra permettre une vitesse ascensionnelle en pointe comprise entre 10 et 20 m/h.
- Une bonne accessibilité pour faciliter l'entretien.
- Une passerelle permettant l'accès pour la vidange du cône de sédimentation en entrée de la première lagune présente un intérêt certain.
- l'effet de cloison siphonoïde et la possibilité de bouchage de la conduite d'arrivée d'eau étant ménagés par une culotte (45°) disposée à une trentaine de cm pour éviter les risques de bouchage.

VII.4.4. Lagune d'aération

- Contrôler et intervenir chaque jour pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement ;
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs ;
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène) ;
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

VII.4.5. Lit de séchage

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de délasser la masse filtrante et la régulariser ;
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm ;
- Après deux à trois utilisations du lit, une couche superficielle est renouvelée par un sable propre ;
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchage (les lits seront refait complètement et les drains seront colmatés ou brisés) ;
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la Végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations. [24]

VII.5. Ouvrages annexes et de communication**VII.5.1. Canalisation d'arrivée des eaux**

La canalisation d'arrivée doit déboucher à proximité du bord de façon à faciliter le curage, localiser le cône de sédimentation et éventuellement la prise d'échantillons.

Une faible chute d'eau est probablement la meilleure solution.

VII.5.2. Ouvrages de communication entre les bassins

La communication entre les lagunes peut être assurée par des canalisations permettant le transfert des eaux d'une lagune à une autre et à travers les ouvrages de régulation, l'écoulement s'effectue en charge entre les lagunes est de préférence à mi-hauteur du plan d'eau.

VII.5.3. Ouvrage d'accès

Pour faciliter l'accès aux différents ouvrages, pour les visites de contrôle et d'entretien il sera nécessaire d'aménager des pistes d'accès à des véhicules lourds, ils seront prévue pour chaque bassin à condition que l'étanchéité du fond soit réalisée par compactage d'une couche de matériau naturel en place suffisamment épaisse (50cm) et homogène.

Dans les autres cas les entrées d'engins sont à proscrire, sous peine d'avoir à procéder à la complète de l'étanchéité.

VII.5.4. Locale d'exploitation

Un locale minimale est souhaitable pour un rangement d'outils vestiaire, de préférence le recours aux locaux de jardin car elle constitue souvent une bonne solution, ainsi qu'un point d'eau est indispensable dans chaque locale.

VII.5.5. Clôture

Pour isoler la station des mouvements extérieur Une clôture complète au tour de la station et des panneaux d'avertissements sur la nature de plan d'eau sont nécessaires, les solutions minimales au regard de la jurisprudence sont conseillées. [24]

Conclusion

Le bon fonctionnement d'une station d'épuration n'est pas conditionné seulement par son dimensionnement et sa réalisation correcte, mais il est aussi lié à sa bonne exploitation. Cette tâche de gestion repose essentiellement sur l'entretien des différents ouvrages de la station ainsi que la mise en place de dispositifs de protection pour assurer l'hygiène et la sécurité des travailleurs.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Conclusion générale

La ville de Hassi Messaoud jouit d'un statut assez particulier propice à un développement durable. En effet, l'exceptionnelle expansion de la ville durant sa modeste et courte histoire a montré son grand potentiel de développement.

Mais pour pérenniser ce développement, une meilleure gestion des ressources, surtout hydriques car base de vie est à entreprendre.

Un autre aspect est à prendre en grande considération : il s'agit de l'environnement. En adoptant une meilleure gestion des déchets et une éventuelle réutilisation de ses derniers notamment la réutilisation des eaux usées après traitement au préalable pour l'irrigation pourra offrir une réelle alternative à la surexploitation des nappes sous-terraines.

Le lagunage aéré est une technique d'épuration utilisée généralement pour le traitement des eaux usées d'origine domestique. En Algérie, ce procédé a connu ces dernières années un développement considérable, vu les nombreux avantages qu'il présente.

Le lagunage apparaît comme une alternative intéressante comparativement aux autres systèmes d'épuration classiques. La ville de Hassi Messaoud présente par sa situation climatologique, morphologique géotechnique et sa disponibilité de surface, un site favorable à la mise en œuvre d'une station d'épuration par lagunage.

Bibliographie

Bibliographie

[1] : **MADJOURI H., AMOURIA H. (2007).** Contribution au traitement des eaux usées en vue de leur réutilisation en irrigation, étude site- S.T.E.P de Touggourt. Mém. D.E.A. Traitement des eaux et des fluides. Univ. D'Ouargla. 85p.

[2]: **Khadraoui.A., Taleb.S. (2008).** Qualité des eaux de sud Algérien.

[3] : **RICHARD.C, (1996).** Les eaux, les bactéries, les hommes et animaux. Ed. Scientifiques et médicale Elsevier. Paris.

[4] : **FRANCK.R., (2002).** Analyse des eaux, Aspects réglementaires et techniques. Ed. Scérén CRDP AQUITAINE. Bordeaux. 165-170, 183-239p.

[5] : **LADJEL.F., (2006).** Exploitation d'une station d'épuration à boue activée niveau 02. Centre de formation au métier de l'assainissement. CFMA- Boumerdes. 80p.

[6] : **RODIER.J. (2005).** L'analyse de l'eau. Ed. Dunod, Paris.

[7] : **BOUTELLI.M., MENASIA.S. (2008).** Conception d'une station d'épuration pour la ville de Ghardaia, possibilités de réutilisation des eaux épurées. Mém. Ing. Hydraulique urbaine. Univ. D'Ouargla. 132p.

[8] : **SLIMANI.R. (2003).** Contribution à l'étude hygiénique des caractères physico-chimique des eaux usées de la cuvette d'Ouargla et leur impact sur la nappe phréatique. Mém. Ing. Eco et Env. Ecosystème steppique et saharien. Univ.85p.

[9] : **THOMAS.O. (1995).** Météorologie des eaux résiduaires. Tec,et Doc. Ed Lavoisier. Cedeboc.

[10] : **DEGREMANT. (2005).** Mémento technique de l'eau. Tomel. 9 Eme 6d.

[11] : **Cours M^{me} HOULI.S. (mai 2014).** Caractérisation des eaux usées..

[12] : **DALI.H. ZOUAOUK. (2007)**. Réutilisation des eaux usées épurées en irrigation. Mém. Ing. Génie des procédés. Génie de l'environnement. Univ d'Ouargla.68p.

[13] : **TARADAT.M.H. (1992)**. Chimie des eaux. Première, le griffon d'argile inc, canada. 537p.

[14] : **BECHAC et AL. (1983)**. Traitement des eaux usées. 2 eme Edition.

[15] : **HOULLS. (2002)**. Etude de l'élimination de l'Azote et du Phosphore dans le lagunage naturel.

[16] : **FABY.J. (1997)**. L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation, office internationale de l'eau. Etude réalisé pour le compte de ministère de l'agriculture et de la pêche et de l'alimentation. FNDE.

[17] : **BEKKOUCHE.M., ZIDANE.F. (2004)**. Conception d'une station d'épuration des eaux usées de la ville de Ouargla par lagunage. Mém. Ing. Hydraulique saharienne. Univ. D'Ouargla. 67p.

[18] : **BENZAOUIN., ELBOUZ.F. (2009)**. Epuration des eaux usées par les procédés des boues activées au niveau de la commune de Touggourt. Mém. Ing. Hydraulique saharienne. Univ. D'Ouargla.

[19] : **MOUHAMMED OUALIS. (2001)**. Procédés unitaires biologique de traitement des eaux. Ed. OPU. Alger. 70p.

[20] : **EDLINE.F. (1979)**. L'épuration biologique, des eaux résiduaires. Ed. CEBEDOC, Paris, 306p.

[21] : **Guide** : Procédés extensifs d'épuration des eaux usées. Mise en œuvre de la directive du conseil n° 91/271 du 21 mai 1991 relative au traitement des eaux urbaines résiduaires.

[22] : **APC** : Assemblée populaire communale.

[23] : **ONA** : Office Nationale d'Assainissement de la wilaya d'OUARGLA 2014.

[24] : Mémoire 2015 (dimensionnement de la station de lagunage naturel du centre de BIR EL ARCH (W.SETIF)) (par M^r : **BOUKEZOULA DJAMEL EDDINE**).

[25] : Mémoire 2015 (dimensionnement de la station d'épuration par lagunage aéré de la ville de HASSANI ABDELKRIM (W. ELOUED)) (par M^r : **MAMECHE OUSSAMA**).

[26] : Office Nationale de Métrologique de la wilaya d'OUARGLA 2013.

[27] : Office Nationale de Métrologique de la wilaya d'OUARGLA 2014.

Sitographies

[28]: www.eau-rhin-meuse.fr/tlch/procedes_epuration/F08_lagunage_aere.pdf.

[29]:http://www.academia.edu/13504352/Etude_comparative_entre_les_diff%C3%A9rents_proc%C3%A9s_de_traitement_des_eaux_us%C3%A9es_au_niveau_du_Maroc_Oriental.

Annexe

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère des Ressources en eau
Office National de l'Assainissement



وزارة الموارد المائية
الديوان الوطني للتطهير

Direction de l'Assainissement de Ouargla

DOCUMENT N°:

OUARGLA le: 03/02/2014

CLIENT: SEDAT

OBJET: RESULTATS D'ANALYSES

Veillez trouver ci-joint les résultats d'analyse des échantillons

ETUDE POUR LA REALISATION D'UN SYSTEME D'EPURATION DE LAGUNAGE AERE ET AMENAGEMENT DU NOUVEAU
LIEU DE REJET DES EAUX USEES DE LA VILLE DE HASSI MESSAOUD

Paramètres	unité	Résultats d'analyses	
		1 ^{er} échantillon à 13:30	2 ^{ème} échantillon à 09:15
PH	/	7,13	7,03
C.E	µs/cm	4140	4220
Oxygène dissous	mg/l	0,8	0,7
MES	mg/l	337	417
DCO	mg O2/l	444	517
DBO5	mg O2/l	240	240
phosphore total	mg/l	4,51	4,59
nitrites	mg/l	0,197	0,251
nitrates	mg/l	0,469	0,663

CHEF DE STEP

PI/CHEF DE STEP AS

Figure : Résultats des analyses des eaux usées