

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: ASSAINISSEMENT**

**THEME DU PROJET :**

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION  
D'EPURATION DE LA VILLE DE TIMGAD  
(W.BATNA)**

**PRESENTE PAR :**

**M<sup>r</sup> : DJEBOURI Abderraouf**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> : MEDDI HIND	M.C.B	Présidente
M <sup>me</sup> : HADJ SADOK NABILA	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> : HOULI SAMIA	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> : KAHLERRAS DJILALI	M.C.B	Examineur
M <sup>me</sup> : MERABTI Abdelaziz	Doctorant	Promoteur

Octobre – 2015

## REMERCIEMENTS

*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a donné du courage pour achever mes études.*

*A travers ce travail, je tiens à remercier personnellement mon promoteur M<sup>R</sup>. MERABTI.A pour ses orientations et conseils ainsi que pour la documentation qui m'a donnée, je remercie également tous mes enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation et les connaissances qu'ils m'ont transmis grâce aux quels j'ai pu réaliser ce travail.*

*Je remercie aussi le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

DJEBOURI Abderraouf

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime*

*Mais surtout*

*A mes parents (Ma mère et mon père que Dieu me les garde) qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont délimité mon Chemin depuis ma naissance, à mon frère IMED et ma sœur INES.*

*A tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études.*

*A tous mes amis (es).*

*A tous mes collègues de L'ENSH.*

**DJEBOURI Abderraouf**

## ملخص

إنحمايةالمواردالمائية،والبيئة،والصحةالعامةجعلتتركيبوحدةلمعالجةمياهالصرف الصحي لمنطقة تيمقادبو لاية باتنة أكثر من اللازم بسبب خطر التلوث.

في هذا المذكرة قمنا بإنجاز محطة للتطهير باستعمال الأوحالات نشطة . هذا المحطة تمجسدة علمرحلتين :

- ❖ الأولى لمعالجة المياه المستعملة في أفق 2030 ذات قدرة معالجة 26744 نسمة.
- ❖ الثانية توسيع المحطة لضمان رفعة قدرة الاستيعاب إلى 41666 نسمة في أفق 2045.

## Résumé

La protection des ressources en eau, de l'environnement, et de la santé publique rendent l'installation d'une station d'épuration pour la région de TIMGAD plus que nécessaire vu le danger de pollution.

Notre objectif consiste à faire la conception d'une station d'épuration à boues activées.

Cette station se réalise en deux phases :

- ❖ La première phase permettra de traiter la pollution de 26744 équivalents habitants à l'horizon de 2030.
- ❖ La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station pour atteindre une capacité de 41666EH à l'horizon de 2045.

## Abstract

Protection of water resources, environment, and public health make installation of purification plant in Timgad (Batna) which is more than necessary because of the danger of pollution. In this work, we made a design of a wastewater treatment plant to activate sludge. The study is divided into two phases:

- ❖ The first phase will address the pollution of 26744 equivalent inhabitants by 2030.
- ❖ The second phase (extension) corresponds to an increase of the initial capacity of the plant to a capacity of 41666 equivalent inhabitants in 2045.

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

## CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.1 Situation géographique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.2. Relief.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3. Situation géologique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4. Caractéristiques climatiques .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.1. Température .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.2. vents.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.3. Humidité relative .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.4 Ensoleillement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.5. La neige.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.6. Gelée.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.7. Evaporation.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.8 .Pluviométrie.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.5. Situation démographique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.6. Situation hydraulique.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.6.1. Situation d'alimentation en eau potable: .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.6.2. Réseau d'assainissement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Conclusion.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## CHAPITRE II : Origines et natures des eaux usées

Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.1. Origines des eaux usées.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.1.2. Les eaux usées industrielles.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.1.3. Les eaux de ruissellement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.1.4. Les eaux usées agricoles.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.1.5. Les eaux du service public .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.1.6. Les eaux résiduaires artisanales.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2. La pollution de l'eau.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.1. La pollution organique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.2. La Pollution minérale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.3. Pollution microbiologique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.4. Pollution toxique : les Micropolluants .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3. Les principaux paramètres de pollution .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II. 3.1. Paramètres physiques: .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.2. Paramètres chimiques.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3. 2.1. Les Demandes En Oxygène.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.2.2. Les nutriments .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.3. Paramètres biologiques.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4. Les normes de rejet.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Conclusion.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## CHAPITRE III Procédés d'épurations des eaux usées

Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.1. le prétraitement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.1.1 Le relevage.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.1.2 Le dégrillage.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.1.3.Dessablage.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.1.3.1 Différents types de dessableurs :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.1.4.Dégraissage-déshuilage.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.1.4.1.Dégraisseur statique.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.1.4.2.Dégraisseur aéré.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2 Le traitement primaire.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.1 La décantation et la sédimentation d'une particule dans un liquide ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.2 Les différents types de décanteur (décantation).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.3 Traitements physico-chimiques.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3 Traitement secondaire ou biologique.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.1 Les procédés intensifs ou artificiels.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.1.1 Les boues activées.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.1.2 Les lits bactériens.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.1.3 Les disques biologiques :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.2 Les procédés extensifs ou naturels.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.2.1 Le lagunage.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.2.2 L'épandage.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4 Le traitement tertiaire.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.1 L'élimination de la pollution azotée.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.2 La déphosphatation (élimination du phosphore).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.3 La désinfection.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Conclusion.....	<b>Erreur !</b>

**Signet non défini.**

## CHAPITRE IV

Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.1. Origine et composition des boues d'épuration.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.1.1. Les boues primaires.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.1.2. Les boues secondaires.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.1.3. Les boues mixtes.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.1.4. Les boues physico-chimiques.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.2. Caractéristiques d'une boue.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.3.2 Méthodes de traitement des boues.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.3.2.1 Epaissement des boues.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.3.2.2. Stabilisation.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.3.2.3 Le conditionnement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.3.2.4 Déshydratation des boues.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4. Elimination finale des boues.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Conclusion.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V. Calculs de base pour le dimensionnement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.1.1.Estimation des débits.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.1.3. Evaluation des charges polluantes.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.1.3.1.La charge moyenne journalière en DBO5 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.1.3.2.La charge en MES.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2. Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.1.Prétraitements.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.1.1.Dégrillage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.1.2.Dessablage- Déshuilage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.2.Le traitement primaire (décantation primaire) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.2.1.Dimensionnement du décanteur primaire .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3. Traitement biologique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3.1.Dimensionnement du bassin d'aération .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3.2.Concentration de l'effluent en DBO5 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3.3.La charge polluante à la sortie (Sf= 30 mg/l).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3.4.La charge polluante éliminée Le .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3.5.Le rendement de l'épuration .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3.6.Besoins théoriques en oxygène .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3.7.Besoin réel en pointe en oxygène.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3.8.Calcul des caractéristiques de l'aérateur .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3.9.Bilan des boues.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3.10. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.4. Traitement tertiaire (désinfection).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.4.1.Dose du chlore à injecter .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.4.2.La dose journalière en chlore .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.4.3.Calcul de la quantité de l'eau javel .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.4.4.La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.4.5.La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.4.6.Dimensionnement du bassin de désinfection .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.5.Traitement des boues.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.5.1.Epaississement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.5.2.Stabilisation.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.5.3.Déshydratation .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.5.1.Epaississeur .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.5.2. Stabilisateur.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.Dimensionnement du bassin d'aération .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.1.le volume du bassin.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.2.La hauteur du bassin.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.3.Surface horizontale du bassin.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4.Calcul du coté du bassin.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.5.La masse de boues dans le bassin.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.6.Concentration de boues dans le bassin.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.7.Calcul du temps de séjour .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4.Concentration de l'effluent en DBO5 (S0) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4.1.La charge polluante à la sortie (Sf= 30 mg/l).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4.2.La charge polluante éliminée Le .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

V.4.3.Le rendement épuratoire.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.5.Besoins théoriques en oxygène .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.6.Besoin réel en pointe en oxygène.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.7.Calcul des caractéristiques de l'aérateur .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.8.Bilan des boues.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.9.Calcul du clarificateur .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.10.Traitement tertiaire (désinfection).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.11.Traitement des boues.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.11.1.Dimensionnement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Cnclutasio.....	78

## CHAPITRE VI Calcul hydraulique de la STEP

Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.1. Le déversoir d'orage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.1.1 Dimensionnement du déversoir d'orage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI. 1.2 Calcul du déversoir d'orage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2. Dimensionnement de la conduite fuite .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.3 Profil hydraulique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.3.1 Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
L'expression de perte de charge s'écrit : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.3.2 Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.3.3 Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Conclusion.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## CHAPITRE VII

Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII .2. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2.1. Mesure de la turbidité .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2.2. Mesure de la teneur en oxygène dissous .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2.3. Mesure de pH et température.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2.4. Mesure concernant les boues.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII .3. Contrôle de fonctionnement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.3.1. Contrôle journalier.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.3.2 Contrôles périodiques .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4. Entretien des ouvrages.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.1 Les pré-traitements .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII .4.1.1 Le dégrilleur .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII .4.1.2 Déssableur-déshuileur .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII .4.2.Le traitement primaire .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.3 Bassin d'aération .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.4 Clarification.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.5 Désinfection des eaux épurées.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.6 Lits de séchage.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.7 Epaississeur .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Conclusion.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>



## Chapitre I

Tableau I.1 : Répartition mensuelle des températures moyennes, minimales et maximales	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau I.2 : Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau I.3 : l'humidité moyenne mensuelle relative % : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau I.4 : Ensoleillement mensuel moyen (heures) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau I.5: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau I.6: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau I.7: Evaporations mensuelles et annuelles.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau I.8 : Répartition mensuelle des pluies de l'année 2014.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau I.9 : Le nombre de la population pour différents horizons sont représentés dans ce tableau	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## Chapitre II

Tableau II.1 : indice de biodégradabilité des eaux usées .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau II.2 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## Chapitre III

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des boues activées. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des lits bactériens et les disques biologiques	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.3 : Avantages et inconvénients des lagunes naturels et aérés :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.4 : Avantages et inconvénients d'épandage. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## Chapitre IV

Tableau IV.1 : Pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues.	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
--	------------------------------------

## Chapitre V

Tableau V.1 : Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.2 : Les valeurs des charges polluantes pour divers types de réseau	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.3: Les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.4: Espacement et épaisseur des barreaux. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.5: les valeurs de $\beta'$ en fonction de la forme des barreaux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.6 : les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.7 : Dimensions du dessableur-dégraisseur .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.8 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moyh}$ .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.9: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons. ..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.10 : Résultats de calcul des deux ouvrages pour les deux horizons	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.11 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.12 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2030 et 2045) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.13 : Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.14: Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2030 et 2045).	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## Chapitre VI

Tableau VI.1 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.2 : Cotes du radier et cotes piézométriques des différents ouvrages de la step**Erreur ! Signet non défini.**

## Chapitre I

Figure 1.1: Vue terrestre du site d'étude (Source Google Earth 2013).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I.2 : Graphique de la température moyenne mensuelle .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I.3 : Graphique de l'évaporation moyenne mensuelle .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I.4 : Graphique de pluviométrie moyenne mensuelle .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I.5 : Graphique du nombre d'habitants .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## Chapitre III

Figure III.1: Schéma représentant les étapes de traitement des eaux usées ..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.2 : les différents procédés de prétraitement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.3 : poste de relevage par vis d'Archimède .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.4: Grille manuelle .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.5: Grille mécanique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.6 : la grille droite .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.7 : la grille courbe .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.8: courbe de sédimentation .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.9: Décantation des particules grenues .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.10: Décanteur lamellaire à contre-courant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.11 : Décanteur primaire cylindro-conique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.12 : Schéma d'épuration par lits bactériens .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.13 matériaux à l'intérieur du lit .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.14 : Schéma d'épuration par disques biologiques .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.15 : Disques biologiques .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.16: Schéma d'épuration par lagunage naturel .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.17: lagunage aéré .....	<b>Erreur !</b>
<b>Signet non défini.</b>	

## Chapitre IV

Figure IV.1: Flottation. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV.2: Centrifugation .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV.3: Épaississement statique gravitaire .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV.4 : Schéma de la composition principale du lit de sable .....	<b>Erreur !</b>
<b>Signet non défini.</b>	

## Chapitre VI

Figure VI.1 : Schéma de principe d'un déversoir d'orage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
---	------------------------------------

## **Liste des planches**

**Planche 1 : Plan d'implantation de la station d'épuration**

**Planche 2 : ouvrages de la station d'épuration**

**Planche 3 : Profil hydraulique de la STEP**

# **Introduction générale**

# Introduction générale

En Algérie, les milieux aquatiques (oueds, cours d'eau, mer, lac...etc) sont perçus comme des récepteurs des divers déchets et pollutions issues de la vie quotidienne.

Les eaux usées sont les principaux vecteurs de pollutions ; rejetées sans traitement préalable, nuisent au milieu récepteur ; provoquant ainsi un déséquilibre écologique majeur pour la faune et la flore terrestre et aquatique. Elles peuvent aussi engendrer des maladies graves même dans certains cas mortel pour l'homme.

La ville de Timgad ; connaît un grand problème de déversement de toutes les eaux usées d'origines diverses dans les cours d'eaux.

La commune de Timgad est une région essentiellement agricole, de ce fait la contamination des cultures est irrévocable, et peut engendrer des soucis de santé publique.

L'installation d'une station d'épuration est indispensable, car l'Oued reçoit des quantités énormes de rejet. Par conséquent la détérioration des conditions écologiques et sanitaires ainsi que l'incapacité d'utiliser ces eaux pour l'irrigation.

Les objectifs visés par cette station sont d'abord la protection de l'environnement contre la pollution puisque et les cours d'eaux qui se trouvent dans la région, ensuite la réutilisation des eaux traitées ainsi que la boue pour l'agriculture.

Notre étude se déroulera suivant le schéma qui suit :

- Chapitre I : Présentation de la zone d'étude
- Chapitre II : Origine et nature des eaux usées
- Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux usées
- Chapitre IV : Traitement des boues
- Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration
- Chapitre VI : Calcul hydraulique de la STEP
- Chapitre VII : Gestion et exploitation de la station

Nous avons retenues deux variantes de dimensionnement à savoir, moyenne charge avec et faible charge, le dimensionnement se fera pour deux horizons 2030 et 2045(extension).

**CHAPITRE I**

**PRESENTATION DE LA ZONE**

**D'ETUDE**

# CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

## Introduction

Pour mener à terme cette étude nous sommes rapprochés des administrations concernées (A.P.C de TIMGAD, S/DH hydraulique de TAZOULT) afin de collecter les données, et faire un diagnostic des réseaux hydrauliques existants du centre cité en objet, c'est l'objectif de cette phase d'étude.

### I.1 Situation géographique

Thimgal (pluriel de Thmagoult), Tamugadi, Timgad, plusieurs noms pour une seule ville dont l'objet de notre présente étude. La ville de TIMGAD se situe à 35 km de la ville de BATNA, son chef lieu se trouve à la commune de TIMGAD , cette dernière occupe une superficie de 224 km<sup>2</sup> pour une population estimée à 11 828 habitants d'après le dernier recensement de 2008 , ce qui donne une densité d'habitation de l'ordre de 53 hab/km<sup>2</sup>.

Le centre ville de Timgad se trouve à une altitude moyenne d'environ 1022m pour les coordonnées géographiques suivante : 35° 29' 45" Nord et 6° 28' 02" Est.

La ville de Timgad est limitée par :

- La commune de CHEMORA au Nord.
- La commune de FOUM TOUB au Sud.
- La commune d'OUED TAGA au Sud ouest.
- La commune d'OUYOUN EL ASSAFIR à l'Ouest.
- La commune d'OULED FADHEL à l'Est.

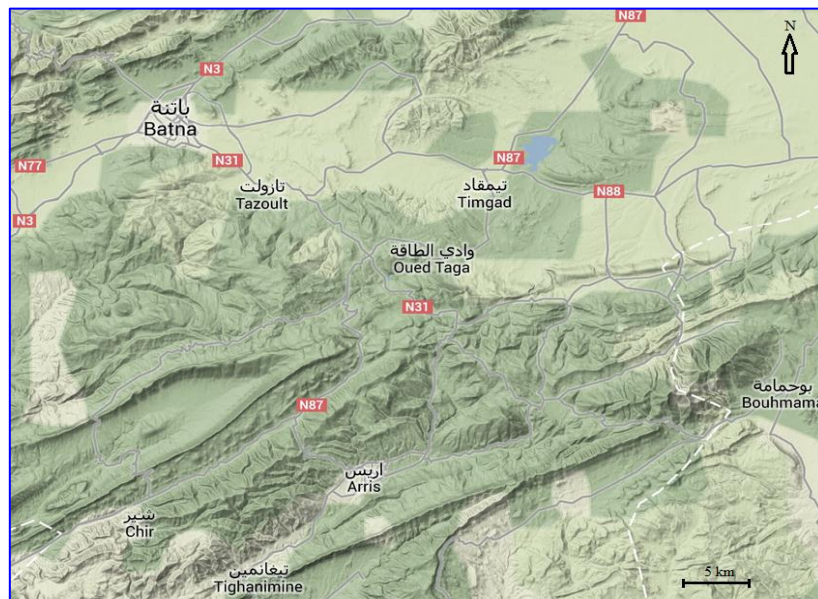


Figure I.1 : Carte de l'ensemble de la zone du projet (source google earth 2013)

### I.2. Relief

Le territoire de la commune occupe un relief élevé caractérisé par :



- Relief montagneux au nord.
- Massif rocheux traversant Tizi Ghardhos vers BATNA.
- Nombre important d'oued et cours d'eau traversant les hautes plaines.
- Une série de collines et plateaux reboisés au Nord-Ouest et Sud de la commune.
- Deux oueds principaux traversant la ville de TIMGAD (Soult et Robea), l'intersection forme oued ADJADJ vers Chemora.

### I.3. Situation géologique

Elle est composée par une succession de crêtes plissées et parallèles les unes aux autres orientées SW-NE et des vallées courtes et profondes qui découpent ce massif en compartiment de crêtes, le sous-sol est essentiellement constitué de formations calcaires gréseuse et marne.

La résistivité des terrains est élevée dans la majorité des zones de la ville, ce qui est le signe d'un sol non agressif.

### I.4. Caractéristiques climatiques

Dans cette partie, nous étudierons successivement:

- Température de l'air
- Vent
- Humidité relative
- Ensoleillement
- Neige
- Gelée
- Evaporation
- ✓ Pluviométrie

#### I.4.1. Température

Cette zone se caractérise par son hiver dure et froid et un été chaud où la chaleur peut dépasser 40 °.

La répartition mensuelle des températures est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau I.1** : Répartition mensuelle des températures moyennes, minimales et maximales

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jlt	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
paramètre													

Tmin (°C)	-2	-3.2	0	5	5.8	12.8	15.2	18	12.6	10.7	7	-2.1	6.65
Tmoy (°C)	2.5	3.4	7	12,5	17,9	23,4	26,2	29	21,4	16,5	10,2	3.05	14.73
Tmax (°C)	7	10	14	20	30	34	37.2	40	30.2	22.3	13.4	8.2	22.19

Source : DHW de BATNA (Direction de l'hydraulique de Batna 2013)

La région d'étude connaît un climat de type méditerranéen continental et montagnard. Il est caractérisé par une saison hivernale rigoureuse froide avec chute de neige et de fréquentes gelées de Novembre à Avril et un été chaud caractérisé par important écart de température (entre le jour et la nuit).

#### I.4.2. vents

Ils soufflent très fort dans la région, pouvant même atteindre 60 Km/h, les vents dominants sont au maximum au cours de l'hiver.

Les vents du Nord atteignent rarement la région où prédominent surtout les vents locaux.

Le vent souffle par étape de 2 à 5 jours et dessèche le climat en le rendant plus désagréable pendant cette période. Des données plus précises n'existent pas pour la région de Timgad mais l'analyse de la ville voisine en l'occurrence celle de Batna montre que pendant toute une période d'observation, le vent du Sud/Ouest est celui qui souffle le plus fréquemment et quelle que soit l'heure d'observation.

**Tableau I.2 :** Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s)

Mois	janv	fev	mars	avri	mai	juin	juil	aout	sept	octo	nove	déc	Moy
V(m/s)	13.2	7.5	4.4	3.7	3.3	5.6	6.3	4.3	3.4	3.1	4.7	5.6	3.9

Source : ONM de Tazoult (2014)

#### I.4.3. Humidité relative

Les variations de l'humidité relative de l'air sont fondamentalement conditionnées par les variations de la température et par la nature des masses d'air locales.

On admet que la variation de la température de l'air provoque, en règle générale, une variation contraire de l'humidité relative de l'air.

La distribution spatiale des valeurs de l'humidité de l'air et les variations journalières et annuelles, peuvent être modifiées par l'action des facteurs locaux.

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

**Tableau I.3 :** l'humidité moyenne mensuelle relative % :

Mois	janv	fev	mars	avri	mai	juin	juil	aout	sept	Octo	nove	DEC	Moy
humidité	54	49	59	43	42	15	23	25	37	35	46	60	41

Source : ONM de Tazoult (2014)

#### I.4.4. Ensoleillement

La durée moyenne mensuelle de l'ensoleillement est celle calculée d'après les données de la station météorologique O.N.M de Tazoult présenté dans le tableau suivant :

**Tableau I.4 :** Ensoleillement mensuel moyen (heures)

mois	janv	fev	Mars	avri	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	Déc
<b>l'ensoleillement (heures)</b>	175	182	201	297	346	326	368	348	250	258	153	153

Source : ONM de Tazoult (2014)

#### I.4.5. La neige

**Tableau I .5:** Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige :

Mois				D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne Annuelle
<b>Jours</b>	0	0	0	2	2	2	2	0	0	0	0	0	8

Source : ONM de Tazoult (2014)

#### I.4.6. Gelée

**Tableau I.6:** Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne Annuelle
<b>Jours</b>	0	0	3	6	7	8	5	3	0	0	0	0	11

Source : ONM de Tazoult (2014)

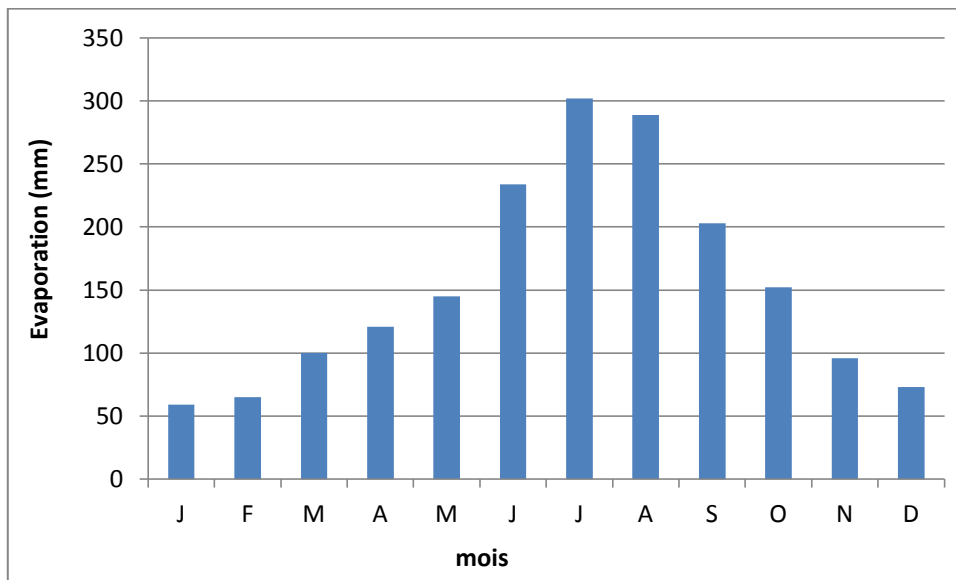
Ce phénomène est fréquent en hiver (Décembre à Avril) avec un maximum de 8 jours au mois de Février.

#### I.4.7. Evaporation

**Tableau I.7 :** Evaporations mensuelles et annuelles en mm

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
<b>Evaporation (mm)</b>	59	65	100	121	145	234	302	289	203	152	96	73	1839

Source : ONM de Tazoult (2014)



**Figure I.2 :** Graphique de l'évaporation moyenne mensuelle en mm (2014)

Cette évaporation est mesurée sous abri à l'évaporimètre Pichet

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

#### I.4.8 .Pluviométrie

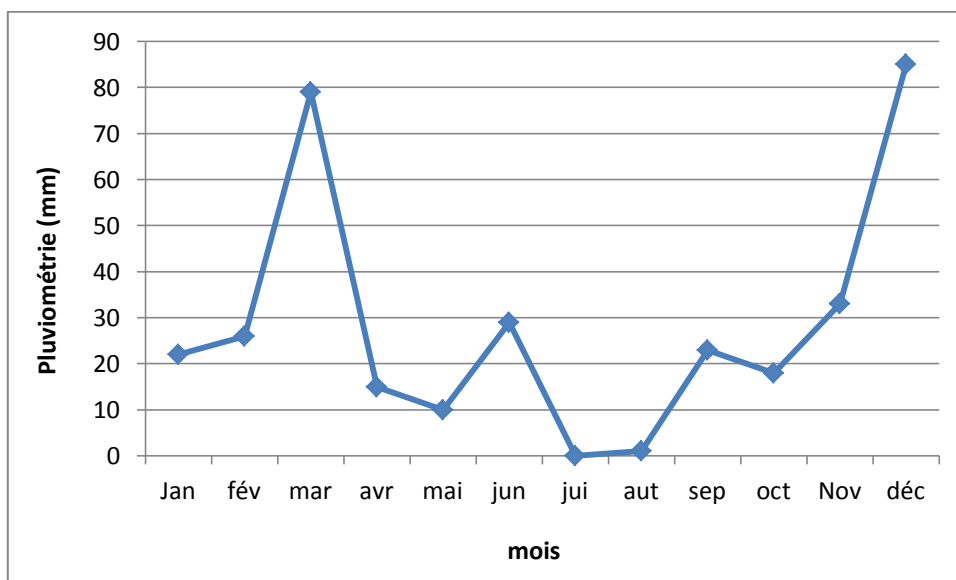
Les précipitations moyennes annuelles, représentées pour chaque station et évaluées selon la moyenne pondérée dans notre station sont d'environ 341 mm suivant celle arrêtée par la station de Tazoult.

La répartition mensuelle des pluies de l'année 2014 est donnée sur le tableau suivant :

**Tableau I.8 :** Répartition mensuelle des pluies de l'année 2014

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	annuelle
<b>P (mm)</b>	22	26	79	15	10	29	0	1	23	18	33	85	341

**Source :** ONM Tazoult(2014)



**Figure I.3 :** Graphique de la pluviométrie moyenne mensuelle (2014)

## I.5. Situation démographique

Pour pouvoir déterminer les débits d'eaux usées d'origine domestique à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population et son évolution en fonction du temps.

Pour déterminer la population future, plusieurs méthodes donnent des relations plus ou moins approximatives selon les caractéristiques de la ville considérée.

Pour évaluer la population future de cette région d'étude, nous nous sommes basés sur la formule du taux d'accroissement exponentielle suivante :

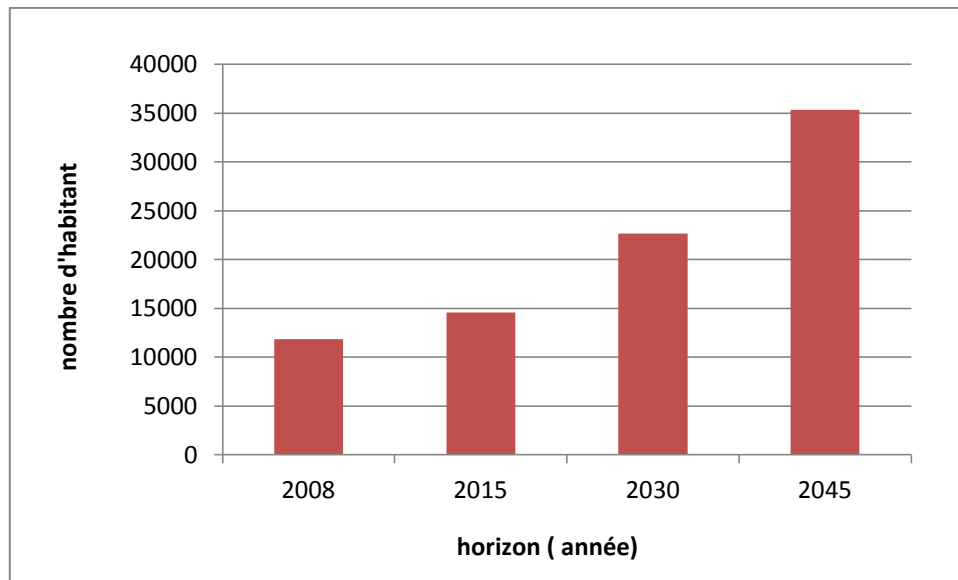
$$P = P_0 (1+t)^n$$

Avec :

- **P** : Population future à l'horizon considéré.
- **P<sub>0</sub>** : Population de l'année de référence.
- **n** : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'année prise en compte.
- **t** : taux d'accroissement de la population t= 2 %

**Tableau I.9** : Le nombre de la population pour différents horizons sont représentés dans ce tableau :

Horizon	2008	2015	2030	2045
La commune de Timgad	11828	14547	22664	35310



**Figure I.4** : Graphique du développement démographique de la ville

**Remarque** : la ville de Timgad est constituée par l'agglomération chef-lieu et des villages limitrophes.

## I.6. Situation hydraulique

### I.6.1. Alimentation en eau potable

Les ressources en eau de la région se composent :

- l'intersection des deux oueds Soult et Robea qui forment oued Adjadj.
- Des eaux des nappes souterraines de la région.

### **a. Eaux de surface**

L'exploitation des eaux de surfaces de la région pour l'alimentation en eaux potables de la ville de Timgad est assurée par le stockage des barrages avoisinants.

### **b. Eaux souterraines:**

Avant de procéder au renforcement de la chaîne d'adduction de Timgad par les eaux de stockage, l'alimentation en eau potable se faisait exclusivement par les eaux souterraines exploitées sous forme de sources, puits et forages.

Ces ressources actuellement exploitées se composent de :

- Trois (02) puits.
- Un forage Implantés au village d'Ain douga.
- 2 sources situées au sud de la ville.

### **I.6.2. Réseau d'assainissement**

La ville de Timgad est assainie par un réseau de type unitaire couvrant la totalité de l'agglomération chef-lieu et des villages limitrophes.

L'ensemble des eaux usées de la ville se déversent au niveau d'un seul rejet qui se trouve à la sortie de la ville en allant vers Batna.

Le taux de raccordement de la ville au réseau d'égout est de 100%.

### **Conclusion**

D'après cette étude, la région d'étude connaît un climat de type méditerranéen continental et montagnard. Il est caractérisé par une saison hivernale rigoureuse froide avec chute de neige et de fréquentes gelées de Novembre à Avril et un été chaud caractérisé par important écart de température.

Le réseau d'AEP contient plusieurs réservoirs et stations de pompes. Le réseau d'assainissement est unitaire, et achemine les eaux usées de notre zone d'étude vers un point de rejet.

La nécessité d'une station d'épuration est indispensable à cause des effets néfastes sur la santé publique ainsi que le milieu récepteur.

En effet, le site d'implantation de la station a été choisi en fonction de certains critères, à savoir :

- ✓ L'éloignement des habitations.
- ✓ Topographie du terrain.
- ✓ Position par rapport au réseau d'assainissement
- ✓ Géologie du terrain.

# **Chapitre II**

## **Origine et nature des eaux usées**

## **Introduction**

L'eau est une substance unique parce qu'elle se renouvelle et se nettoie naturellement en permettant au polluants de s'infiltrer. Cependant, ce processus naturel prend du temps et devient très difficile lorsqu'il y a une quantité importante de polluants qui sont ajoutés à l'eau. La liste des polluants est longue et les signes de pollution de l'eau sont évidents, ceux-ci rendent son utilisation dangereuse et perturbent l'écosystème aquatique. Elle a pour origines principales :

- ✓ L'activité humaine,
- ✓ Les industries,
- ✓ L'agriculture,
- ✓ Les décharges de déchets domestiques et industriels

Elle se manifeste principalement par une dégradation physique, chimique, biologique ou bactériologique.

Le présent chapitre est pour but d'évaluer qualitativement et quantitativement la pollution présentant dans les eaux résiduaires et d'estimer les différents débits de notre zone d'étude. En final, le choix de procédé d'épuration envisagé.

### **II.1.Origines des eaux usées**

Les eaux usées sont des eaux chargées en éléments polluants qui résultent de l'activité humaine. Il s'agit principalement des eaux usées domestiques et des eaux usées industrielles, mais elles peuvent aussi avoir une origine agricole, artisanale ou autre.

#### **II.1.1. Les eaux usées domestiques**

Proviennent des différents usages domestiques de l'eau. On en distingue deux grandes catégories :

Les eaux ménagères (ou « grises ») qui proviennent des salles de bain et des cuisines. Ces eaux sont généralement chargées en détergents, graisses, solvants et débris organiques...

Les eaux « vannes » qui proviennent des rejets des toilettes et qui sont chargées de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

Elles peuvent être un danger pour la santé car elles véhiculent des maladies d'origine virale et bactérienne.

#### **II.1.2. Les eaux usées industrielles**

Eaux en principe rejetées par l'usine dans le milieu extérieur après avoir contribué à la fabrication, au nettoyage, au refroidissement, etc....

Les caractéristiques de ces eaux varient d'une industrie à une autre. Elles peuvent contenir des matières organiques, azotées ou phosphorées, mais aussi des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micros polluants organiques et des hydrocarbures. Certaines des eaux usées industrielles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte.

#### **II.1.3. Les eaux de ruissellement**

Ce sont des eaux issues de ruissellement; des toitures; terrasses ; parkings et des voies de



circulation (huile de vidange, carburant; débris de pneu et les métaux lourds). Ces eaux sont considérées comme polluées sauf les eaux provenant des toitures.

#### **II.1.4. Les eaux usées agricoles**

Ce sont des eaux qui ont été polluées par des substances utilisées dans le domaine agricole. Dans le contexte d'une agriculture performante et intensive, l'agriculteur est conduit à utiliser divers produits d'origine industrielle ou agricole dont certains présentent ou peuvent présenter, des risques pour l'environnement et plus particulièrement pour la qualité des eaux.

#### **II.1.5. Les eaux du service public**

Ce sont les eaux de lavage (marché, rues) des espaces publiques qui sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire ; elles sont évacuées avec les eaux usées domestiques.

#### **II.1.6. Les eaux résiduaires artisanales**

Elles sont produites par les entreprises artisanales (abattoirs ....etc.), elles sont généralement rejetées dans les égouts.

### **II.2. La pollution de l'eau**

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique, biologique ou bactériologique de ses qualités naturelles, provoquée par l'homme et ses activités. Elle perturbe les conditions de vie de la flore et de la faune aquatique, elle compromet les utilisations de l'eau et l'équilibre du milieu naturel. Généralement la pollution des eaux usées se présente sur trois formes principales.

#### **II.2.1. La pollution organique**

La pollution organique est un type de pollution chimique provoquée par les polluants carbonés, comme la matière organique, les huiles,...etc. Ces polluants peuvent augmenter la turbidité des eaux et créer un phénomène d'eutrophisation avec une diminution de la quantité d'oxygène dissous.

Cette forme de pollution est facilement biodégradable et peut être éliminée naturellement par les cours d'eau. Cependant, le déséquilibre intervient quand celles-ci sont présentes en excès dans le milieu naturel et qu'elles dépassent les capacités d'autoépuration du cours d'eau.

#### **II.2.2. La Pollution minérale**

Cette pollution due essentiellement aux rejets industriels modifie la composition minérale de l'eau. Parmi les principaux polluants minéraux, les métaux lourds tels que le zinc, le plomb, l'arsenic, le cuivre et le fer mais aussi certains sels provenant de l'agriculture.

Un déséquilibre de certains de ces éléments provoque le dérèglement de la croissance végétale ou des troubles physiologiques chez les animaux.

Ces éléments ne sont pas biodégradable de ce fait un traitement tertiaire est souvent nécessaire.

#### **II.2.3. Pollution microbiologique**

La pollution microbiologique des eaux est le terme utilisé pour désigner la présence de bactéries et virus.

On trouve 1 million de germes (bactéries, virus, parasites) dans 1 litre d'eau de ruissellement et 1 milliard de bactéries fécales dans 1 seul litre d'eaux usées domestiques.

Bien que les germes disparaissent naturellement en quelques jours (sous le rayonnement solaire (UV)), leur puissance contaminant est très élevée. Pour exemple, 1m<sup>3</sup> d'eau usées brutes suffit à polluer 50 000 m<sup>3</sup> d'eau de mer.

#### **II.2.4.Pollution toxique : les Micropolluants**

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

### **II.3. Les principaux paramètres de pollution**

La différence sur l'origine des eaux usées revient sur la variation de leur composition. Elles peuvent contenir de nombreuses substances.

Les paramètres de pollution sont classés en trois catégories :

- Paramètres physiques.
- Paramètres chimiques.
- Paramètres biologiques.

#### **II. 3.1.Paramètres physiques:**

##### ➤ **Température**

La température est un paramètre dont le contrôle est indispensable surtout en présence d'effluents industriels.

Ce paramètre peut influencer sur la solubilité des sels, la concentration de l'oxygène dissout et l'activité microbienne.

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

##### ➤ **La conductivité**

La conductivité mesure la capacité de l'eau à conduire le courant électrique. Ce paramètre donne une indication de la concentration totale de l'eau en ions. Comme une grande partie des sels dissous dans l'eau s'y trouvent sous forme d'ions (chlorures, nitrates, sodium, calcium, sulfures etc.).

##### ➤ **Couleur et odeur**

###### **a- Odeur**

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

###### **b-Couleur**

Dans les eaux usées urbaines ; la couleur est due à la présence de matières organiques dissoutes ou colloïdales Une eau propre doit être incolore ; la couleur grisâtre de l'eau d'égout est d'origine domestique, une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle.

##### ➤ **La turbidité**

La turbidité est la mesure de l'aspect plus ou moins trouble de l'eau; c'est l'inverse de la limpidité. Techniquement, la turbidité correspond à la propriété optique de l'eau permettant à une lumière incidente d'être déviée (diffraction) ou absorbée par des particules plutôt que

transmise en ligne droite. Elle est causée par diverses matières particulaires ou colloïdales composées de limon, d'argile, de composés organiques ou inorganiques ainsi que du plancton et d'autres micro-organismes.

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

Ce sont les matières non dissoutes contenues dans l'eau. Elles comportent à la fois des éléments minéraux et organiques ; elles agissent en augmentant la turbidité de l'eau qui réduit la pénétration de la lumière pour une bonne croissance des végétaux au fond des cours d'eau. Cette pollution particulaire est à l'origine de nombreux problèmes comme ceux liés au dépôt de matières, à leur capacité d'adsorption physico-chimique ou aux phénomènes de détérioration du matériel (bouchage, abrasion, ...).

Il existe deux méthodes normalisées d'analyse des MES :

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

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

Elles représentent la fraction organique des matières en suspensions .ces matières disparaissent au cours d'une combustion et sont mesurées à partir des matières en suspension (résidu à 105°C) en les calcinant dans un four à 525°C pendant 2heurs.

Ces matières représentent en moyenne 70% de la teneur en MES pour les effluents domestiques.

➤ **Les matières minérales en suspension (MMS)**

C'est la différence entre les matières en suspension (MES) et les matières volatiles en suspension (MVS).

$$MMS = MES - MVS$$

Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice, poussières par exemple.

➤ **Matières grasses**

Les eaux usées industrielles contiennent des quantités élevées des graisses et des huiles, qui par formation de film superficielle peut empêcher l'accès de l'air dans l'eau et causer la mort des micro- organismes.

➤ **Les matières colloïdales**

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

## **II.3.2. Paramètres chimiques**

### **II.3. 2.1. Les Demandes En Oxygène**

➤ **Demande Biochimique en Oxygène (DBO5)**

La détermination de la Demande Biochimique en Oxygène est une façon indirecte d'évaluer la quantité de matières biodégradables essentiellement organiques contenues dans l'eau.

Ces substances biodégradables ont les mêmes sources que les matières organiques, métabolisme des organismes vivants, activité humaine, lessivage des sols, ...

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

La Demande Biologique en Oxygène (DBO) est la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la pollution biodégradable sur une période définie. En effet, une période allant de 21 à 28 jours serait nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la totalité de la pollution biodégradable. Il a été déterminé qu'une période de 5 jours correspondait à l'assimilation de la pollution biodégradable carbonée (oxydation), et qu'ensuite les micro-organismes assimilaient la pollution biodégradable azotée (nitrification). Pour des raisons pratiques, on prendra en compte pour cette analyse la première phase de 5 jours que l'on notera DBO<sub>5</sub>. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO<sub>2</sub>/l)

#### ➤ Demande chimique en Oxygène (DCO)

La Demande Chimique en Oxygène (DCO) est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder la matière organique (biodégradable ou non) d'une eau à l'aide d'un oxydant, le bichromate de potassium.

Ce paramètre offre une représentation plus ou moins complète des matières oxydables présente dans l'échantillon. Elle est exprimée en mg O<sub>2</sub>/l.

La relation entre la DBO et la DCO. Sachant que la DBO<sub>ultime</sub> concerne 90% environ de la DCO donc on aura :

$$DCO = DBO_{ultime} / 0.9$$

Le rapport DCO/DBO est utilisé comme indice de biodégradabilité des eaux usées on distingue trois cas cités dans le tableau suivant :

**Tableau II.1** : indice de biodégradabilité des eaux usées

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

#### ➤ Le potentiel d'Hydrogène (PH)

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

#### ➤ Les matières oxydables (MO)

Les matières oxydables correspondent à une moyenne pondérée de la DCO et de la DBO<sub>5</sub>, mesurées après une décantation de 2h, suivant la formule :

$$MO = \frac{2DBO_5 + DCO}{3}$$

### ➤ **carbone organique total (C.O.T)**

Il correspond à une approche de la matière organique dont le carbone est le constituant essentiel. Le principe le plus courant de La mesure du C.O.T repose sur la combustion des matières organiques carbonées d'un effluent après passage au four à 950°C sous un courant d'oxygène.

#### **II.3.2.2. Les nutriments**

##### ➤ **Matières azotées**

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

L'azote présent dans les eaux usées sous deux formes principales :

- ✓ Forme réduite (Azote organique (N) et azote ammoniacal ( $\text{NH}_4^+$ )), dit aussi azote total Kjeldahl ;
- ✓ Forme oxydée (azote nitreux  $\text{NO}^{2-}$  et azote nitrique  $\text{NO}^{3-}$ ).

La présence de cet élément dans l'eau, présente à la fois un élément essentiel pour le développement de la biomasse et revient aussi sur une énorme consommation d'oxygène qui peut engendrer des effets de toxicité vis-à-vis de nombreuses espèces aquatiques et l'eutrophisation.

#### **Remarque :**

L'azote peut être séparé des eaux par différents mécanismes :

- ✓ Physique (par décantation lorsqu'il est lié aux matières en suspension) ;
  - ✓ Physico-chimique (oxydations et réductions chimiques) ;
  - ✓ Par voie biologique (incorporation aux bactéries produites, transformation en nitrates puis en azote gazeux lors des processus de nitrification-dénitrification).
- **Composés phosphorés**

Le phosphore est l'un des composants essentiels de la matière vivante. Les composés phosphorés sont deux origines, le métabolisme humain et les détergents.

#### **II.3.3. Paramètres biologiques**

Les microorganismes pathogènes présents dans les eaux usées peuvent être classés en quatre groupes principaux :

- ✚ Les bactéries pathogènes, essentiellement des entérobactéries: salmonelles (fièvres typhoïdes, toxi-infection), shigelles (bacilles dysentériques), colibacilles, auxquelles il faut ajouter les leptospires, les mycobactéries (bacilles de la tuberculose).
- ✚ Les virus, représentés par :
  - ✓ Les réovirus et les adénovirus (affections respiratoires).
  - ✓ Le virus de l'hépatite A.
- ✚ les parasites : œufs des vers (tænia, ascaris, etc....)
- ✚ les champignons.

## II.4. Les normes de rejet

Les normes de rejet, après traitement, ont pour objet la protection de l'environnement en général et les milieux récepteurs en particulier mais également d'éviter la prolifération des maladies dues aux rejets d'eaux usées telles que la tuberculose, le typhoïde ou encore le Choléra. Les normes de rejets en Algérie, avant ou après traitement sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau II.2** : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets

Paramètres	Unités	Valeurs limites	Tolérances aux valeurs limites Anciennes Installation
Température	°C	30	30
PH	-	6,5 – 8,5	6,5 – 8,5
MES	mg/l	35	40
AzotetotalKjeldahl	mg/l	30	40
Phosphore total	mg/l	10	15
DCO	mg/l	120	130
DBO <sub>5</sub>	mg/l	30	40
Substances toxiques bio cumulable	mg/l	0,005	0,01
Cyanures	mg/l	0,1	0,15
Fluor et composés	mg/l	15	20
Indice de phénols	mg/l	0,3	0,5
Hydrocarbures	mg/l	10	15
Huiles et Graisse	mg/l	20	30
Cadmium	mg/l	0,2	0,25
Cuivre total	mg/l	0,5	1
Plomb total	mg/l	0,5	0,75
Chrome total	mg/l	0,5	0,75
Mercure total	mg/l	0,01	0,05

Source : Journal officiel de la République Algérienne, N°26 du 23/04/2006

### Rappel :

**NTK** = azote total Kjeldahl = Azote organique + Azote ammoniacal =  $N_{\text{organique}} + N\text{-NH}_4^+$

**Pt** = phosphore totale =  $P_{\text{organique}} + P_{\text{minéral}}$

Le phosphore minéral est constitué par les ortho phosphates =  $\text{PO}_4^{-3}$

### Conclusion

L'étude de la qualité des eaux usées à traiter est indispensable pour concevoir une station d'épuration, car c'est grâce à elle qu'on pourra déterminer la technique d'épuration adéquate et ainsi pouvoir rejeter une eau qui ne présente pas de risque sanitaire ou environnemental. Dans notre zone d'étude, les industries provoquant des pollutions spécifiques sont inexistantes ce qui fait qu'on peut alors connaître au préalable, la qualité des eaux usées rejetées par l'agglomération et qui ne peut être que d'origine domestique.

# **Chapitre III**

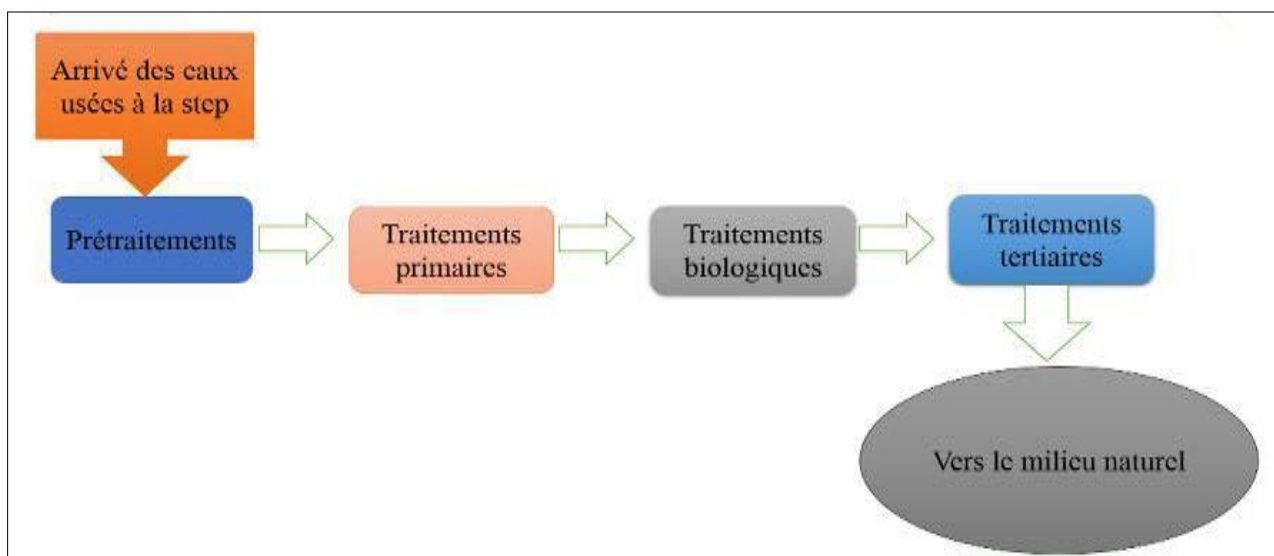
## **Procédés d'épuration des eaux usées**

## Introduction

L'épuration consiste à éliminer les matières minérales et organiques en suspension dans les eaux usées, ainsi qu'un certain nombre de déchets divers afin d'obtenir une eau épurée conforme aux normes de rejets. Une grande majorité de ces polluants est transférée de la phase liquide vers une phase boueuse (solide).

Selon le degré d'élimination de la pollution et les procédés mis en œuvre, plusieurs niveaux de traitements sont définis :

- ✓ Le prétraitement ;
- ✓ Le traitement primaire ;
- ✓ Le traitement secondaire ou biologique ;
- ✓ Le traitement tertiaire.



**Figure III.1:** Schéma représentant les étapes de traitement des eaux usées

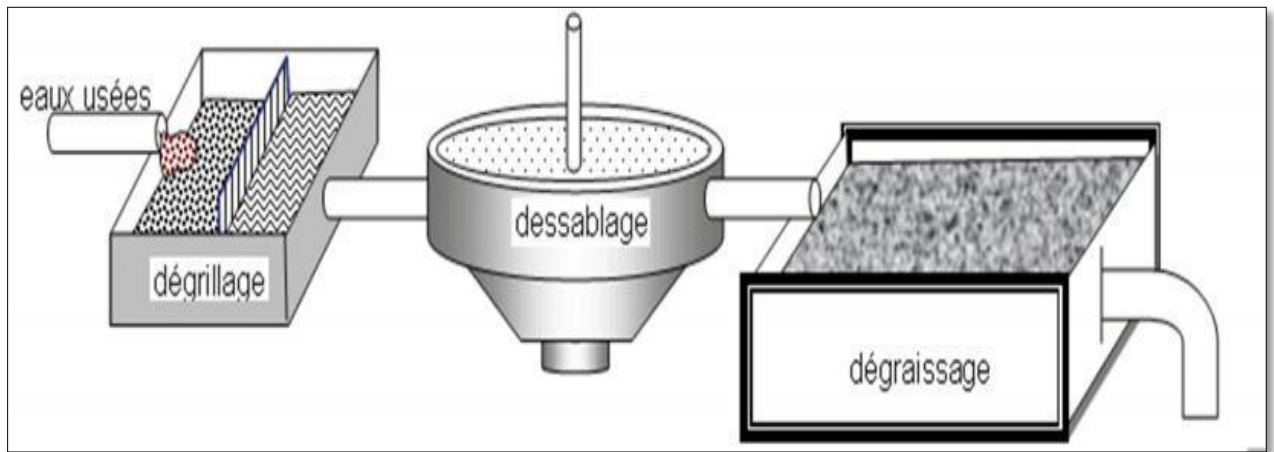
### III.1. le prétraitement

Avant leur traitement, les eaux brutes doivent subir un prétraitement qui a pour objectif d'extraire la grande quantité possible de matières pouvant gêner les traitements ultérieurs.

De nature physique, le prétraitement regroupe les opérations suivantes :

- ✓ Dégrillage ;
- ✓ Dessablage ;
- ✓ Dégraissage-déshuilage

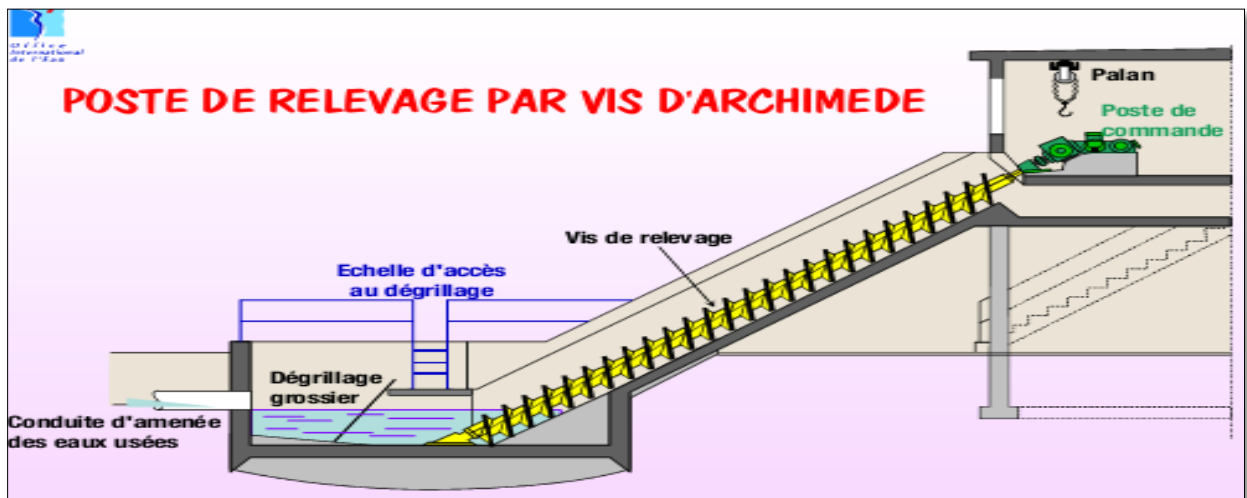




**Figure III.2 :** les différents procédés de prétraitement

### III.1.1 Le relevage

Un poste de relevage permet d'acheminer les eaux usées dans la station d'épuration lorsque cette dernière se situe à un point plus élevé que le point de rejet des eaux usées. Les eaux usées sont relevées à l'aide de vis d'Archimède ou de pompes de manière à permettre leur écoulement gravitaire vers les différentes étapes ultérieures de l'épuration.



**Figure III.3 :** poste de relevage par vis d'Archimède

### II.1. 2 Le dégrillage

Le principe du dégrillage consiste en l'insertion d'une grille en travers du courant d'eau usée à prétraiter. L'objectif de cette procédure est l'élimination des déchets volumineux ainsi que la protection de la station d'épuration.

On classe les grilles selon leurs écartements :

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

Deux types de grilles sont réalisables dans les stations d'épurations selon le procédé de leur nettoyage:

- ✓ Les grilles manuelles
- ✓ Les grilles mécaniques (autonettoyantes)

**a. Les grilles manuelles** : elles sont cependant réservées aux petites stations (<2000EH). Généralement inclinées par rapport l'horizontale (60°à 80°), le nettoyage s'effectue manuellement à l'aide d'une peigne.

**b. Les grilles mécaniques** : elles fonctionnent par l'intermédiaire d'un nettoyage automatique pouvant être réalisé à l'amont comme à l'aval.

Les grilles mécaniques à nettoyage par l'amont:

Le mécanisme de nettoyage se trouve placé à l'amont du champ grille. On distingue :

- **les grilles courbes** : Elles sont adaptées pour les petites et moyennes stations d'épuration de profondeur de canal relativement réduite variant de 0,50m à 1,80 m. Le débit à traiter varie de 10 à 5000m<sup>3</sup>/h. Le nettoyage est assuré par des peignes.
- **les grilles droites** : Elles sont fortement relevées sur l'horizontale et peuvent être même verticales, Elles sont utilisées pour une gamme de débits de 100 à 40 000 m<sup>3</sup>/h.

Le nettoyage est effectué par un dispositif alternatif ou continu (grappins, râteaux, racleurs, brosses), Le système de nettoyage est commandé par crémaillère, par câble ou par chaîne sans fin. Les grilles peuvent être verticales, mais elles sont le plus souvent inclinées de 60° à 80° sur l'horizontal



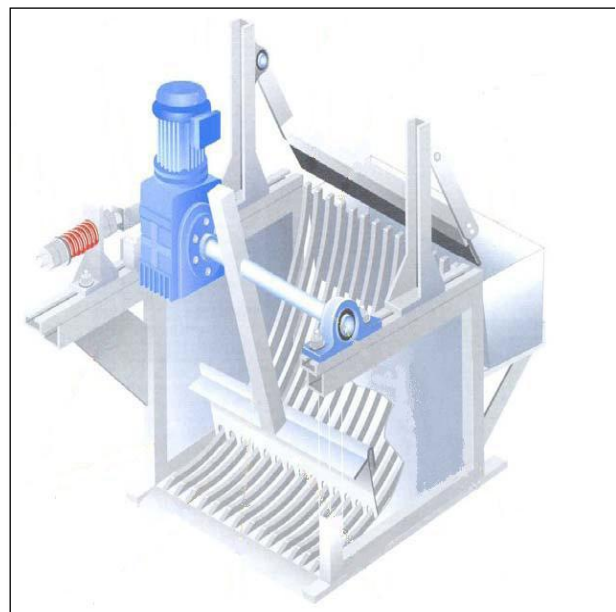
**Figure III.4** : Grille manuelle



**Figure III.5** : Grille mécanique



**Figure III.6** : la grille droite



**Figure III.7** : la grille courbe

## Remarque

Plus communément, l'espacement des barreaux est de 2,0 à 2,5 cm pour un dégrilleur mécanique et 3 à 4 cm pour un dégrilleur manuel.

L'efficacité du dégrillage dépend de 2 facteurs :

- la vitesse de passage de l'eau dans l'ouvrage doit être supérieure à 0,5 m/s sans dépasser 1,4 m/s pour éviter le dépôt de matériaux lourds
- la fréquence d'entretien : Il faut prévoir une capacité de stockage de 48 heures minimum à l'abri des rats, insectes (ponte).

### III.1.3. Dessablage

Le dessableur est placé à la suite du dégrilleur, son but est de retirer par sédimentation les sables et graviers des eaux usées à traiter. En effet, l'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans le dessableur entraîne le dépôt de ces matières au fond de l'ouvrage. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité du lavage.

Le dessablage s'effectue sur des particules de dimensions supérieures à 200 µm. La vitesse de sédimentation se calcule par la loi de Stokes (chute libre) utilisé dans tous les procédés intensifs.

$$V_p = \frac{g (\rho_p - \rho_l) \cdot d^2}{18\eta}$$

Avec :

- $\rho_p$ : Masse volumique de la particule
- $d$  : Diamètre apparent de la particule
- $\eta$ : viscosité dynamique de l'eau
- $\rho_l$ : Masse volumique du liquide
- $g$  : accélération de la pesanteur

#### III.1.3.1 Différents types de dessableurs :

On distingue les types de dessableurs suivants

- **Les dessableurs couloirs:** La vitesse à l'intérieur de ces ouvrages varie selon le débit. Ces ouvrages canaux (ou couloirs) simples sont les plus élémentaires. L'installation de deux canaux en parallèle permet la mise en service du deuxième canal lorsqu'on extrait les sables du premier.
- **Les dessableurs circulaires :** à alimentation tangentielle à brassage mécanique ou à insufflation d'air (pour éviter les dépôts de matières organiques, en heures creuses, avec faible débit).
- **Les dessableurs rectangulaires aérés:** On insuffle de l'air qui provoque une rotation de liquide et crée ainsi une vitesse constante de balayage du fond, perpendiculaire à la vitesse du transit. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage vers un poste de réception, puis repris par pompage, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant.

#### Objectifs du dessablage

L'opération de dessablage permet :

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

**Remarque :**

L'insufflation d'air dans le dessableur permet de maintenir la matière organique en suspension afin d'éviter son dépôt au fond de l'ouvrage et sa fermentation qui peut générer un dégagement de mauvaises odeurs.

#### **III.1.4. Dégraissage-déshuilage**

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

##### **III.1.4.1. Dégraisseur statique**

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

##### **III.1.4.2. Dégraisseur aéré**

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

#### **Remarque :**

Le plus souvent, les fonctions de dessablage et de déshuilage sont combinées dans un même ouvrage (dessableur-dégraisseur). Dans ce cas, le dessablage est réalisé dans la partie inférieure du bassin. Aussi, le débit d'air injecté, augmente la vitesse de montée des particules grasses qui sont récupérées par raclage de surface dans la zone de tranquillisation du bassin dessableur-déshuileur. Le débit d'air insufflé est de l'ordre de 0,2 mètre cube d'eau et par heure.

## **II. 2 Letraitement primaire**

Le traitement primaire fait appel à des procédés physiques, comme la décantation, et de procédés physico-chimiques, tels que la coagulation- floculation.

Donc, il s'agit de décanteur primaire, qui se base sur l'effet de la pesanteur.

### **III.2.1 La décantation et la sédimentation d'une particule dans un liquide**

Il s'agit d'un procédé de séparation solide/liquide basé sur la pesanteur. On parle de décantation lorsque l'on a en vue l'obtention d'un liquide clarifié et de sédimentation lorsque l'on cherche à former une boue concentrée.

L'examen d'une courbe de sédimentation laisse apparaître différents aspects qui seront illustrés dans la figure suivante :

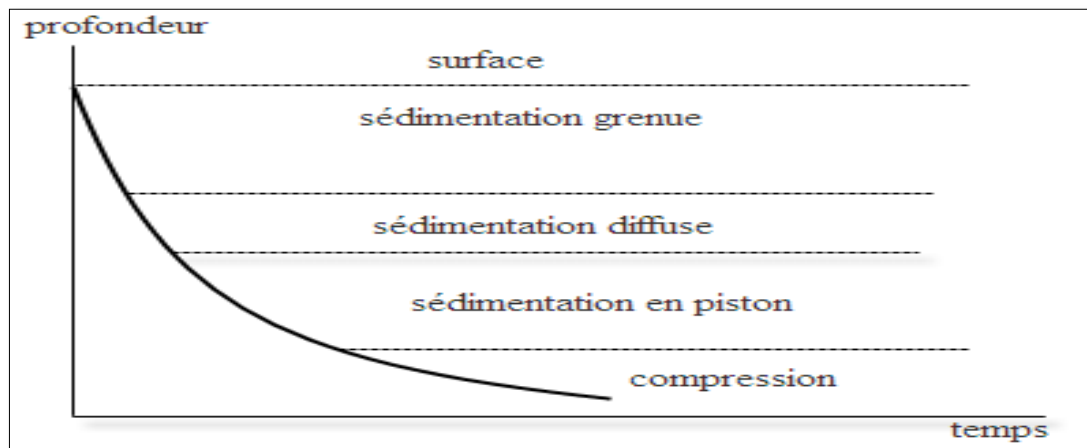


Figure III.8 : courbe de sédimentation

### III.2.2 Les différents types de décanteur (décantation)

#### ➤ La décantation dans un décanteur rectangulaire

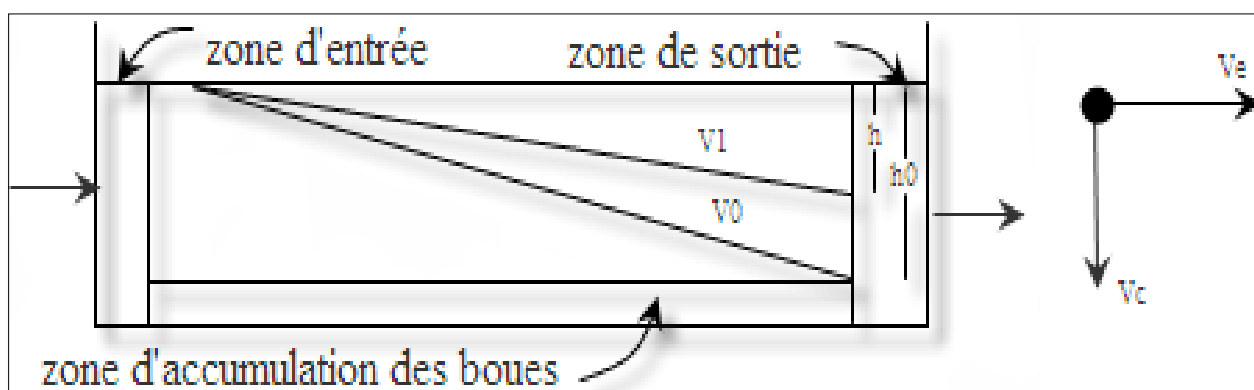


Figure III.9 : Décantation des particules grenues

La possibilité pour que la particule atteigne le fond

$$v_c > v_e \quad v_c = h/t = Q/S_h$$

Avec :

- $h$  : profondeur du bassin à partir de la particule (m)
- $t$  : temps nécessaire pour que la particule atteigne le fond du bassin (s)
- $Q$  : le débit traverser ( $m^3/h$ )
- $S_h$  : surface horizontal ( $m^2$ )

#### ➤ La décantation classique

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur.

Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé décanteur pour former les boues primaires.

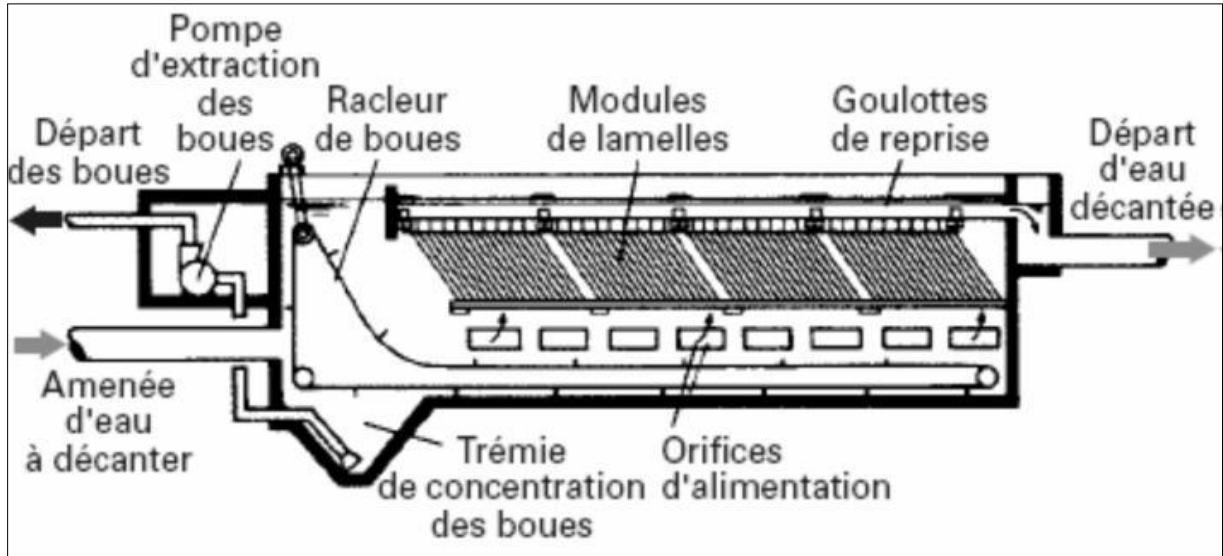
Le paramètre de dimensionnement pour les ouvrages de décantation classique est essentiellement la vitesse ascensionnelle  $v$ . Les particules dont la vitesse de sédimentation est supérieure à la vitesse ascendante sont retenues. À partir de cette vitesse ascensionnelle et le débit  $Q$  de temps sec, la surface  $S$  des bassins est déterminée par :

$$S(m^2) = \frac{Q(m^3/h)}{v(m/h)}$$

➤ **La décantation lamellaire:**

L'utilisation d'un décanteur lamellaire permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées (figure 8), ce qui multiplie la surface de décantation et accélère donc le processus de dépôt des particules.

Avec un décanteur classique ou lamellaire sur des eaux domestiques, le pourcentage de matières totales en suspension éliminées est de 50 à 65 %, celui de la DBO5 éliminée est de 20 à 35 %.



**Figure III.10 :** Décanteur lamellaire à contre-courant

Il existe de nombreux types de décanteurs classiques qui se distinguent, d'une part d'après le sens d'écoulement des eaux et, d'autre part, d'après les dispositions adoptées pour l'évacuation des boues

- ❖ Décanteur horizontal avec raclage des boues
- ❖ Décanteur cylindro-conique ordinaire
- ❖ décanteur circulaire avec raclage des boues

Le raclage s'effectue au moyen d'un pont racleur qui entraîne une ou plusieurs lames poussant les boues vers une ou plusieurs trémies.

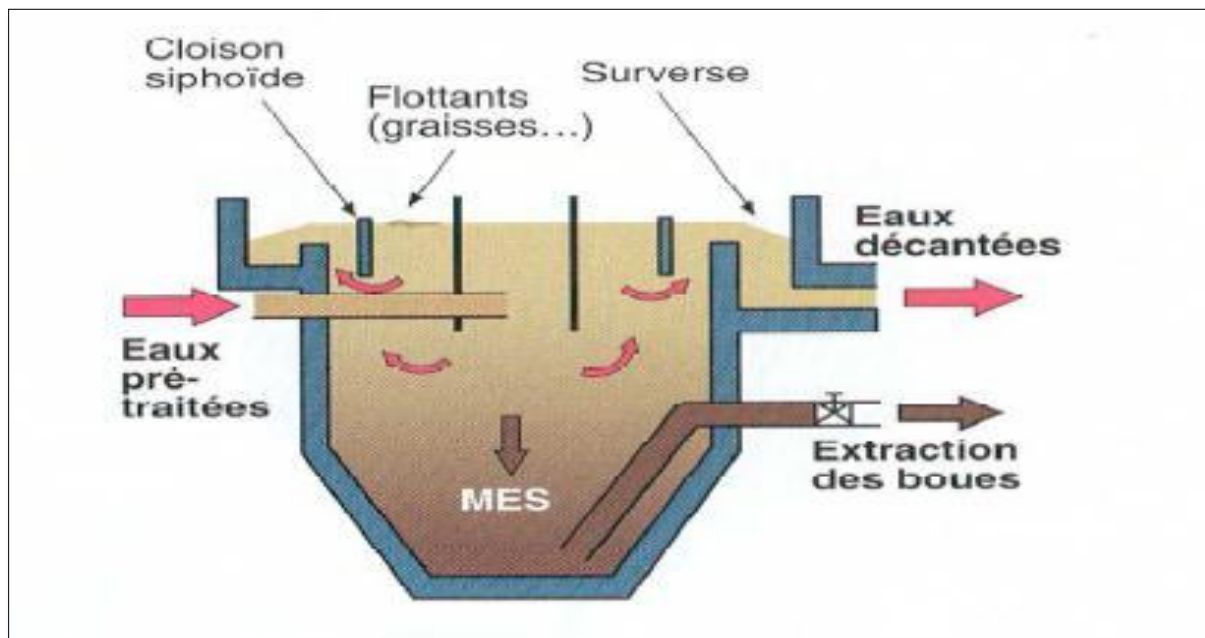


Figure III.11 : Décanteur primaire cylindro-conique

### III.2.3 Traitements physico-chimiques

Les traitements physico-chimiques permettent d'agglomérer des particules par adjonction d'agents coagulants et floculants (sels de fer ou d'alumine, chaux...). Les amas de particules ou floccs, peuvent être séparés de l'eau par décantation ou par flottation.

#### ➤ La coagulation

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

#### ➤ La floculation

La floculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, le contact entre les particules déstabilisées. Ces particules se réunissent pour former un flocc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration.

### III.3 Traitement secondaire ou biologique

Les procédés d'épuration biologique sont utilisés lorsque les éléments à éliminer sont sous forme soluble ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégés par les prétraitements et traitements physiques sauf au prix d'un conditionnement physico-chimique complémentaire. Ils permettent de faire passer les éléments présents sous forme soluble ou colloïdales en éléments floculables et de constituer les agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide. La dégradation des matières organiques est le résultat de la vie des micro-organismes dont les plus importants et les plus nombreux sont les bactéries.

Cette dégradation se fait en deux phases presque simultanées :

- ❖ Une phase d'adsorption très rapide au cours de laquelle les substances organiques s'adsorbent sur la membrane extérieure des bactéries.
- ❖ Une phase d'oxydation, plus lente au cours de laquelle a lieu l'oxydation des substances organiques en produits de décomposition tels que CO<sub>2</sub> et H<sub>2</sub>O.

Les principaux procédés d'épurations biologiques sont :

#### a) Les procédés intensifs ou artificiels

Dont le but est de décomposer d'une façon biochimique par oxydation des matières non

séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés physique et physico-chimique. En même temps une nouvelle substance cellulaire se forme. La substance cellulaire a un poids spécifique plus grand que celui de l'eau d'égout et de ce fait une décantation est possible. Parmi ces procédés, on distingue:

- ✓ Les boues activées
- ✓ Les lits bactériens
- ✓ Les disques biologiques

#### **b) Les procédés extensifs ou naturels**

- ✓ Le lagunage naturel ouaéré
- ✓ l'épandage

### **III.3.1 Les procédés intensifs ou artificiels**

#### **III.3.1.1 Les boues activées**

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

Une station d'épuration par boues activées comprend dans tous les cas:

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

Le tableau suivant résume les avantages et inconvénients de ce système :

**Tableau III.1** : Avantages et inconvénients des boues activées.

<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
Procédé éprouvé permettant d'obtenir les performances de traitement les plus élevées.	Exploitation rigoureuse (suivi électromécanique)
Procédé adapté aux charges organiques importantes.	Cout d'exploitation élevé en particulier pour les petites installations, annuellement de 4 à 8% du cout d'investissement
Procédé adapté au traitement poussé du phosphore.	Formation du personnel pour l'exploitation
Procédé adapté pour les réseaux séparatifs ou unitaires associés à un bassin d'orage	Production de boues conséquente nécessitant un traitement adapté suivant la capacité des ouvrages



### II.3. 1. 2 Les lits bactériens

Les procédés biologiques d'épuration par lits bactériens s'inspirent des procédés d'épuration naturelle par le sol où la faune et la flore jouent le rôle d'épurateurs et le sol le rôle de filtre.

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

L'aération du lit bactérien se fait par sous tirage naturel, si cela s'avère insuffisant, on procède alors à une injection éventuelle d'air comprimé (sous pression). Un fonctionnement correct exige que le biofilm soit complètement aéré, ce qui permet, le développement d'une flore bactérienne aérobie.

Les produits de la dégradation biologiques sont  $\text{CO}_2$ ,  $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{NO}_2^-$ . L'évacuation de l'eau se fait par le font pour éviter le noyage d'un massif filtrant.

Les propriétés de ce matériau sont :

- ✓ Grande surface spécifique.
- ✓ Bonne perméabilité à l'air et à l'eau.
- ✓ Résistance à la corrosion et l'encrassement

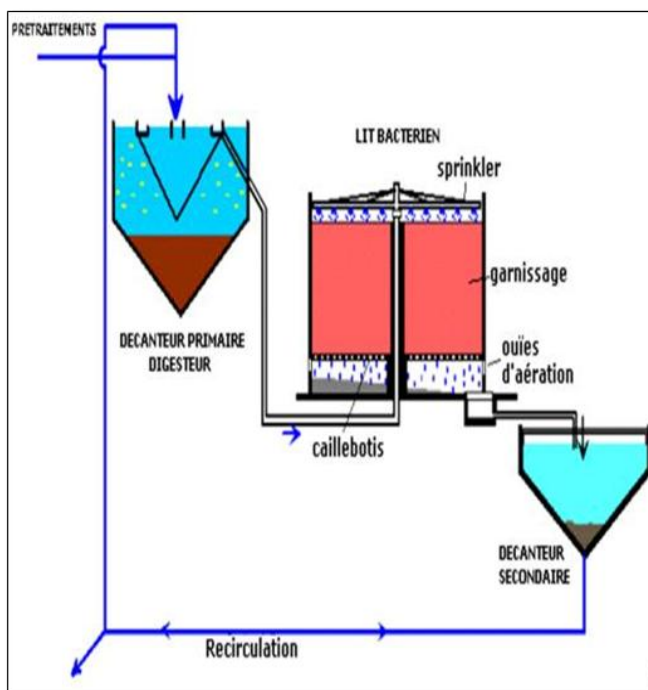


Figure III.12 : Schéma d'épuration par lits bactériens

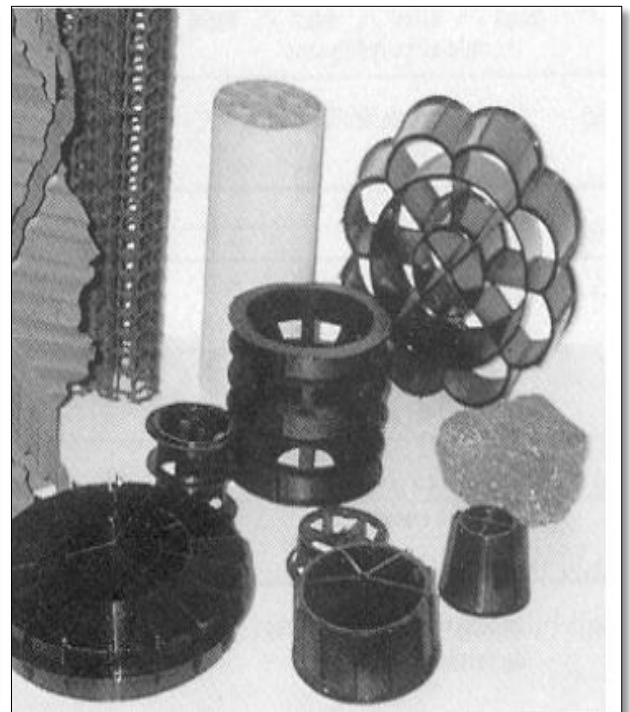
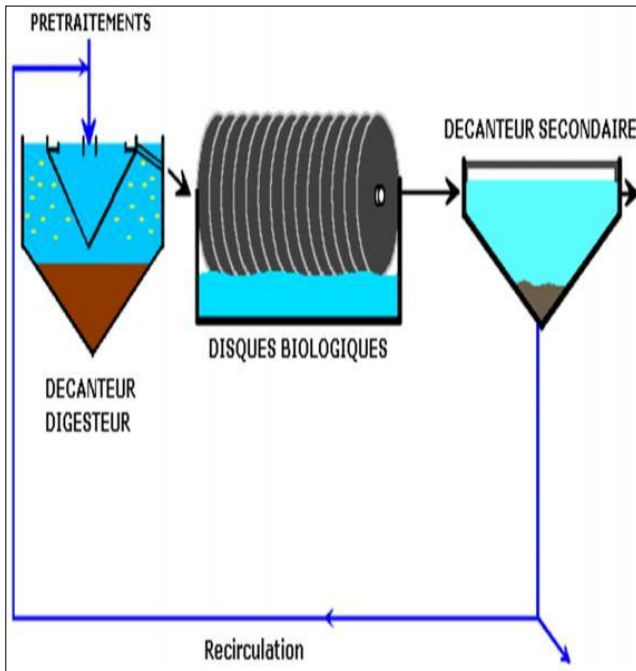


Figure III.13 matériaux à l'intérieur du lit

### III.3.1. 3 Les disques biologiques :

L'eau usée, préalablement décantée, alimente un ouvrage dans lequel des disques fixés sur un axe sont mis en rotation à vitesse lente. Sur ces disques biologiques en plastique se développe alors un film bactérien. Lors de leur émergence, ces bactéries prélèvent l'oxygène nécessaire à leur respiration et lors de l'immersion, elles absorbent la pollution dissoute dont elles se nourrissent. Dès que le biofilm dépasse une épaisseur de quelques millimètres, il se détache et

s'entraîne vers le décanteur final où il est séparé de l'eau épurée. Les boues ainsi piégées sont renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour y être stockées et digérées.



**Figure III.14 :** Schéma d'épuration par disques biologiques

**Figure III.15 :** Disques biologiques

Le Tableau suivant résume les avantages et inconvénients de deux systèmes les lits bactériens et les disques biologiques :

**Tableau III.2 :** Avantages et inconvénients des lits bactériens et les disques biologiques

Filière	Avantages	Inconvénients
<b>Lit bactérien Et disque biologique</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Faible consommation d'énergie;</li> <li>- Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées</li> <li>- Bonne décantation des boues</li> <li>- Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées</li> <li>- Généralement adaptés pour les petites collectivités</li> <li>- Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ;</li> <li>- Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ;</li> <li>- Nécessité de prétraitements efficaces;</li> <li>- Sensibilité au colmatage ;</li> <li>- Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont</li> </ul>

### III.3.2 Les procédés extensifs ou naturels

#### III.3.2.1 Le lagunage

Le lagunage est une technique d'épuration qui met en œuvre des bassins naturels dans lesquels séjourne l'eau à épurer pendant une période plus ou moins longue. Ci-après, on a les deux types de lagunage :

##### a) Le lagunage naturel

L'épuration se déroule naturellement par passage de l'eau dans une succession de bassins (trois généralement) dans lesquels sont présents des algues, des bactéries, des microorganismes, et où l'aération est naturelle.

Dès son admission dans le premier bassin, l'eau abandonne par décantation les particules solides en suspension. Les sels minéraux pouvant être précipités par réactions chimiques et biochimiques. La profondeur de ces bassins est généralement comprise entre 1 m et 1,8 m. ceux-ci sont dimensionnés de façon à ce que le temps de séjour de l'eau soit de l'ordre de 40 jours (cas de climat méditerranéen).

Les espèces vivant dans les lagunes naturelles sont très nombreuses et varient en fonction du climat, de la charge appliquée, de la qualité de l'effluent et de la profondeur. On rencontre à la fois des bactéries, des micro-algues et des microorganismes.

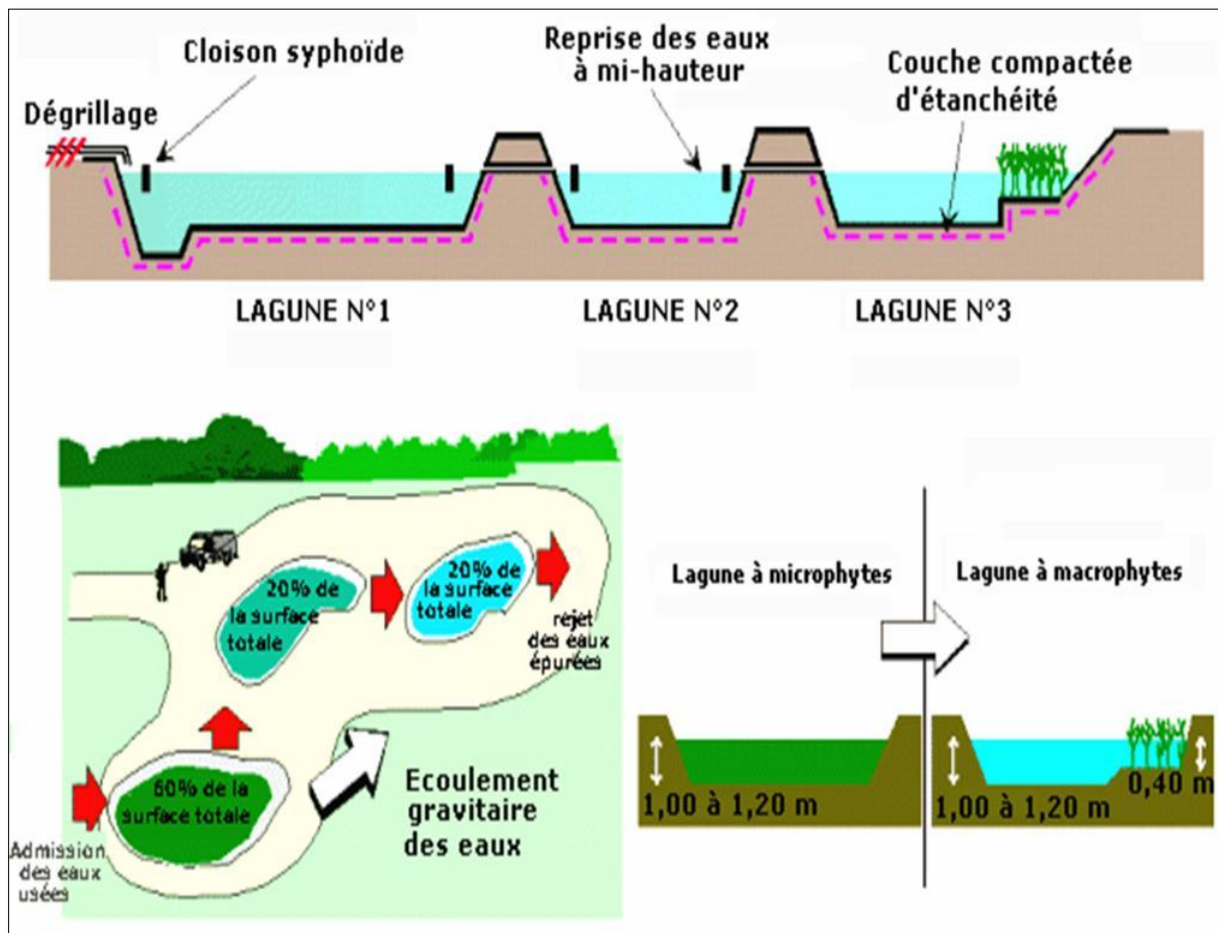


Figure III.16: Schéma d'épuration par lagunage naturel

##### b) Le lagunage aéré

Le lagunage aéré se caractérise par des bassins de traitement dans lesquels la charge biodégradable d'un effluent est détruite par voie bactérienne, une partie au moins de ce traitement étant réalisée en aérobiose grâce à un apport d'oxygène dissous dans l'eau artificiellement (aérateurs mécaniques, insufflation d'air, etc...) l'aération sert également au maintien en suspension des boues activées. Il n'y a pas de recirculation de la culture bactérienne. Le curage des boues se fait généralement une fois tous les deux ans.

Le dimensionnement des lagunes peut être réduit de moitié en réalisant l'oxygénation dans le premier bassin par des aérateurs mécaniques ou par des diffuseurs d'air.

On distingue deux types de lagunes aérées définissant ainsi :

#### ❖ **Lagune d'aération**

Dans ce type de lagunes, on maintient une concentration en oxygène dissous dans tout le bassin dont les matières en suspension et l'oxygène sont uniformément répartis. Il se réalise l'aération, la croissance et la stabilisation partielle de la culture bactérienne et l'essentiel de l'attaque de la charge biologique.

L'énergie de brassage est suffisante pour qu'aucun dépôt ne se forme. La profondeur des bassins varie de 2 à 3,5 m avec les aérateurs de surface et supérieur à 4 m avec insufflation



d'air.

#### ❖ **Lagune de décantation**

Dans ce type de bassin, l'oxygène n'est maintenu que dans la partie supérieure, une zone anaérobie est présente au fond du bassin. Les matières décantables (qui forment les boues) se séparent physiquement de l'eau épurée. La profondeur utile des bassins est d'environ 2 à 3 m

La puissance de brassage de la lagune d'aération est insuffisante pour éviter les dépôts. Théoriquement, un équilibre du niveau des boues en chaque point se réalise, ces dépôts sont évidemment en anaérobiose. Du fait, l'équilibre du niveau des boues est instable, divers phénomènes intervenants (remontée de boues dues à une accélération de la production de gaz, resolubilisation d'une partie des dépôts,...).

**Figure III.17:** lagunage aéré

Le tableau suivant résume les avantages et inconvénients de deux systèmes les lagunes naturels et aérés :

**Tableau III.3 :** Avantages et inconvénients des lagunes naturels et aérés :

Filière	Avantages	Inconvénients
<p><b>Lagunage naturel</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable</li> <li>-L'exploitation reste légère mais, si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement.</li> <li>-Elimine une grande partie des nutriments: phosphore et azote(en été).</li> <li>-Faibles rejets et bonne élimination des germes pathogènes en été.</li> <li>-S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique.</li> <li>-Pas de construction "en dur", génie civil simple.</li> <li>-Bonne intégration paysagère.</li> <li>-Bon outil pour l'initiation à la nature.</li> <li>-Absence de nuisance sonore.</li> <li>-Les boues de curage sont bien stabilisées sauf celles présentes en tête du premier bassin.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Forte emprise au sol (10 à 15 m<sup>2</sup> /EH).</li> <li>-Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune.</li> <li>- Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval.</li> <li>- Qualité du rejet variable selon les saisons</li> <li>-La maîtrise de l'équilibre biologique et des processus épuratoires reste limitée.</li> </ul>

<b>Lagunage aéré</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Tolérant à la variation de charges hydrauliques et ou organiques importantes</li> <li>-Tolérant aux effluents très concentrés</li> <li>-Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées).</li> <li>-Traitement conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables.</li> <li>-Bonne intégration paysagère.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres.</li> <li>-Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé.</li> <li>-Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération.</li> <li>-Forte consommation énergétique.</li> </ul>
----------------------	---	---

### III.3.2.2 L'épandage

C'est le procédé le plus ancien, Il consiste à déverser directement sur le sol perméable des eaux usées, où les granulats constituant le sol sont alors un matériau de support de micro-organismes ; ces derniers servent à dégrader la matière organique. Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltreront à travers le sol peuvent présenter. Un certain nombre de risques tels que : l'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et le risque de colmatage des sols. Elle présente par contre l'avantage d'être un procédé simple et très économique, n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation et permettant la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent .

Le tableau suivant résume les avantages et inconvénients de ce système :

**Tableau III.4 :** Avantages et inconvénients d'épandage.

Avantages	Inconvénients
enrichissement du sol par les éléments nutritifs	risque de contamination des nappes aquifères
Exploitation et entretien simples.	risque de colmatage des sols
Coûts globaux souvent plus faibles	utilisation de grandes surfaces de terrain
Fiabilité des installations lorsque bien construites dans un site propice.	dispersion des germes pathogènes
Rendement élevé et uniforme	procédé non utilisé en période pluvieuse

### III.4 Le traitement tertiaire

Dans certains cas ils sont nécessaires, notamment lorsque l'eau épurée doit être rejetée en milieu particulièrement sensible, comme le cas de notre zone d'étude le rejet vers le oued qui est alimente le barrage lekhel ce dernier destiner à l'irrigation et l'eau potable. Un traitement tertiaire consiste par exemple à éliminer le phosphore résiduel ou les micropolluants biologiques (micro-organismes) ou chimiques (molécules) encore présent dans les eaux traitées et qui menacent ou interdisent les usages envisagés. Dans le cas des micropolluants biologiques, on parle de « désinfection » de l'eau lorsqu'il s'agit d'en diminuer la charge bactérienne et virale.

#### III.4.1 L'élimination de la pollution azotée

L'azote contenu dans les eaux urbaines s'élimine par voie biologique simultanément à la pollution carbonée à condition que les paramètres de dimensionnement des ouvrages soient définis en conséquence.

Les processus d'élimination de l'azote dans une station d'épuration biologique sont :

**a. L'ammonification :**

C'est la transformation de l'azote organique en azote ammoniacal. La vitesse d'ammonification dépend essentiellement de la concentration en azote ammoniacal.

Dans la grande majorité des cas, compte tenu de la nature de l'azote organique et des paramètres de fonctionnement des stations et plus particulièrement du temps de séjour de l'eau dans les ouvrages, la plus grande partie de l'azote organique sera ammonifiée.

On peut résumer les étapes de transformation de l'azote organique en azote ammoniacal



**b. L'assimilation**

C'est l'utilisation d'une partie de l'azote ammoniacal et éventuellement organique pour la synthèse bactérienne. L'assimilation peut jouer un rôle important pour l'élimination de l'azote dans certains effluents industriels. Mais dans bien des cas, l'assimilation ne suffit pas à elle seule à éliminer l'azote, car les quantités présentes dans les effluents à traiter sont bien supérieures à ce qui peut être assimilé pour la synthèse

**c. La nitrification**

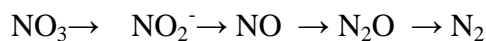
La nitrification consiste en l'oxydation de l'azote organique sous forme d'un ammoniac ( $NH_4^+$ ) en nitrite ( $NO_2^-$ ) puis en nitrate ( $NO_3^-$ ) par l'intermédiaire de micro-organismes autotrophes et en phase aérobie :



**d. La dénitrification:**

C'est la transformation à l'interface eau-sédiment de l'azote nitrique  $N-NO_3^-$  en azote moléculaire  $N_2$  par l'intermédiaire des bactéries anaérobies facultatives.

La réduction se produit selon différentes réactions que l'on peut schématiser comme suit :



### III.4.2 La déphosphatation (élimination du phosphore)

Le phosphore contenu dans les eaux usées d'origine domestique constitue un élément nutritif susceptible d'entraîner une croissance excessive d'organismes végétaux (algues, plantes aquatiques) et causer l'eutrophisation du milieu récepteur. Pour être enlevé des eaux usées, le phosphore doit être fixé à des solides qui pourront être séparés de l'effluent au moyen d'un processus physique. Donc son enlèvement se fait essentiellement par précipitation chimique ou par voie biologique, mis à part certains procédés particuliers peu répandus faisant appel à divers mécanismes.

**a. Traitements physico-chimiques**

L'adjonction de réactifs, comme des sels de fer ou d'aluminium, permet d'obtenir une précipitation de phosphates insolubles et leur élimination par décantation. Ces techniques, les

plus utilisées actuellement, éliminent entre 80 % et 90 % du phosphore, mais engendrent une importante production de boues.

### **b. La déphosphatation biologique**

Le principe de la déphosphatation biologique consiste en une sur accumulation de phosphore dans la biomasse. Si des teneurs de 2 à 3 % en phosphore dans les boues sont obtenues sous des conditions normales et correspondent aux besoins des bactéries, le mécanisme de suraccumulation nécessite de placer la biomasse alternativement en phase anaérobie et aérobie.

#### **❖ En phase anaérobie**

Des bactéries à cétoènes anaérobies facultatives utilisent le carbone organique pour produire de l'acétate. Celui-ci est réutilisé par d'autres bactéries aérobies qui ne peuvent utiliser qu'une gamme de substrats plutôt limitées. Elles stockent celui-ci et l'énergie utilisée pour ce stockage provient de l'hydrolyse du polyphosphate ce qui explique la phase de relargage de phosphate dans le milieu.

#### **❖ En phase aérobie**

Ces mêmes bactéries trouvent dans l'oxygène les accepteurs d'électrons nécessaires à leur métabolisme, les stocks engrangés sont utilisés pour leur croissance et la reconstitution de leur réserve en polyphosphate.

Cette réabsorption est plus importante que ce qui avait été relégué en anaérobiose. Ainsi par succession de phases anaérobies - aérobies, on peut obtenir une accumulation progressive du phosphore dans ces micro - organismes jusqu'à des valeurs pouvant atteindre 10 % de leur poids sec.

Tout ce processus conduit à assurer une élimination du phosphore de l'ordre de 50 à 65 % dans les eaux à traiter. Cette limite impose qu'on envisage des solutions complémentaires où la part de phosphore restante sera précipitée par l'ajout d'un réactif.

### **III.4.3 La désinfection**

Les rejets d'eaux usées domestiques peuvent causer une contamination microbienne susceptible d'affecter une prise d'eau en aval ou compromettre la pratique sécuritaire de nombreux usages de l'eau, comme la consommation de mollusques et les activités récréatives de contact direct avec l'eau (dont la baignade, le skinautique et la planche à voile) ainsi que de contact indirect avec l'eau (dont la pêche sportive, le canotage et la voile).

La désinfection des eaux usées s'avère donc par fois nécessaire. Elle est exigée lorsque la protection des usages du milieu récepteur le requiert et seulement durant les périodes de l'année où cette protection est nécessaire.

Le moyen de désinfection choisi doit renfermer les caractéristiques suivantes :

- ✓ Etre efficace pour la plupart des micro-organismes pathogènes
- ✓ Ne pas engendrer la formation de sous-produits indésirables
- ✓ Etre non dangereux pour les humains et pour la vie aquatique

Les moyens de désinfection des eaux usées utilisés couramment dans le monde sont la chloration, la chloration-déchloration, l'ozonisation, le rayonnement ultraviolet ainsi que des techniques de traitement secondaire qui permettent de réduire de façon significative le nombre de micro-organismes, en particulier le traitement par lagunage (étangs aérés ou non aérés) mais aussi les marais artificiels et divers types de filtres. Ces différentes techniques sont:

#### **a) Le chlore**



Il est particulièrement efficace pour détruire les bactéries, mais moins efficace contre les virus. Economiquement c'est les procédés le plus avantageux.

Sur le plan sécurité, il nécessite d'importantes mesures de protection pour le personnel de la station d'épuration et constitue un risque pour la sécurité publique lors du transport.

Enfin, au plan environnemental, le chlore peut avoir un impact significatif sur la vie aquatique à cause de la toxicité, du chlore résiduel.

### **b) La chloration-déchloration**

La déchloration permet d'éliminer la toxicité qui est associée au chlore. Tout comme pour la chloration, il s'agit d'une technique bien maîtrisée et relativement simple. Elle entraîne toute fois une augmentation des coûts et une augmentation des risques pour le personnel de la station d'épuration et pour la sécurité publique lors du transport.

Au plan environnemental, ce procédé est moins dommageable que la simple chloration mais il ne permet pas d'empêcher la formation de sous-produits indésirables et les problèmes associés.

### **c) L'ozone**

L'ozone a une action très rapide et efficace sur les bactéries et les virus, il génère peu de produits secondaires indésirables. Il est plus sécuritaire pour le personnel de la station d'épuration et la sécurité publique que la chloration mais il entraîne des coûts plus importants.

Au plan environnemental, l'ozonation prévient la formation de produits organochlorés.

Aussi, même si l'ozone résiduel est très toxique il est instable donc rapidement détruit.

### **d) Le rayonnement ultra-violet**

Le rayonnement ultraviolet consiste à faire passer les eaux dans un canal ouvert muni de lampes à rayons ultraviolets. Ce procédé ne forme pas de produits secondaires indésirables donc ne présente pas d'impact sur l'environnement. C'est un procédé simple et sécuritaire, mais son efficacité diminue lorsque la concentration en matières en suspension augmente.

Economiquement les prix sont comparables aux systèmes de chloration-déchloration.

## **Conclusion**

Dans ce chapitre, on a traité tous les procédés d'épuration qu'il peut envisager une eau usée durant leur passage dans une station d'épuration. On allant de relevage jusqu'à leur rejet dans le milieu récepteur.

Notre objectif reste à choisir entre ces différents procédés et de proposer le mieux appropriés à notre zone d'étude, et cela en se basant sur différents critères à savoir :

- ✓ L'importance de la charge polluante à traiter
- ✓ La quantité de l'effluent
- ✓ Le rendement épuratoire
- ✓ La disponibilité du terrain
- ✓ La topographie de la région.

# **Chapitre IV**

## **Traitement des boues**

## Introduction

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

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

### V.1. Origine et composition des boues d'épuration

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

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

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

#### Remarque :

1) Une accumulation des boues dans le bassin d'aération conduit aux inconvénients suivants :

- Surconsommation d'oxygène induisant des surconsommations d'énergie et des risques de sous oxygénation que l'exploitant devra combattre par des changements fréquents du réglage de l'aération.

- Difficultés de brassage liées à la viscosité croissante de la boue activée.

- Surconcentration des boues, vitesse de décantation ralentie et clarification aléatoire.

2) L'accumulation des boues dans le clarificateur est encore plus problématique, en considération des points suivants :

- Réduction rapide de la hauteur de voile de boue et donc de la marge de sécurité vis à vis des fuites de boues.

- Allongement du temps de séjour des boues conduisant inévitablement à une altération de la qualité des boues :

- développement des bactéries filamenteuses (foisonnement, moussage biologique),

- biomasse moins active (mortalité des protozoaires, voire des bactéries)

**V.1.1. Les boues primaires :** elles sont riches en matières minérales et contiennent des matières organiques susceptibles d'évolution. Elles présentent des concentrations élevées. Elles sont obtenues dans les décanteurs digesteurs ou dans les décanteurs primaires des stations d'épuration par boues activées.

**V.1.2. Les boues secondaires :** sont issues du traitement biologique (boues activées, lit bactérien, disques biologiques,...). Elles sont constituées essentiellement de corps bactériens.

**V.1.3. Les boues mixtes :** dans le cas où il existe des boues primaires et des boues secondaires, elles forment des boues "mixtes". Ce sont des boues fraîches qui vont subir un traitement de stabilisation biologique.

**V.1.4. Les boues physico-chimiques :** elles sont formées par l'agglomération des matières organiques particulières ou colloïdales contenues dans les eaux usées. Cette agglomération est obtenue grâce à l'addition d'un réactif coagulant, tel les sels de fer ou d'aluminium. 90% des MES peuvent ainsi être captées. Séparées par décantation, les boues obtenues renferment une part importante de sels minéraux issus des eaux brutes et de l'agent coagulant.

## V.2. Caractéristiques d'une boue

### a. Taux de Matières Volatiles Sèches

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

### b. Siccité d'une boue

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

**Tableau V.1 :** Pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues.

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

### c. Consistance de la boue

La consistance de la boue est un critère essentiel pour le stockage, l'homogénéisation, la manutention, l'enfouissement, etc. La consistance de la boue est liée à son état physique. Quatre états physiques sont généralement définis en tenant compte de la siccité.

## V.3.2. Méthodes de traitement des boues

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

Le traitement des boues se fait à travers les filières suivantes :

- ❖ L'épaississement ;
- ❖ La stabilisation ;
- ❖ Le conditionnement ;
- ❖ La déshydratation.

### V.3.2.1 Epaississement des boues :

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

Il présente divers avantages :

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

On distingue principalement deux types d'épaississements:

- Epaississement dynamique ;
- Epaississement par gravitation.

### A. Epaississement dynamique :

#### A.1.Flottation

S'adapte bien aux boues biologiques, la flottation à l'avantage d'être un procédé rapide par rapport à la décantation et réalisée dans des installations compactes surtout avec les matières en suspension (MES) de faible décantabilité (siccité de 3,5-5%). Le procédé est basé sur une séparation de phases provoquée par une remontée à la surface des boues sous l'effet de la pression de fines bulles d'air. Ce procédé est donc réservé principalement aux grandes stations.

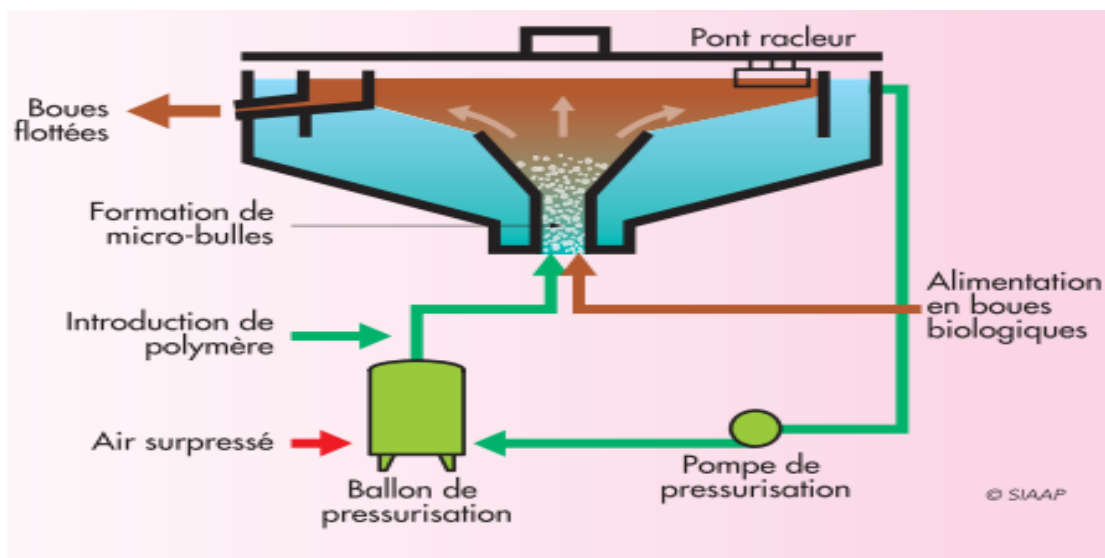
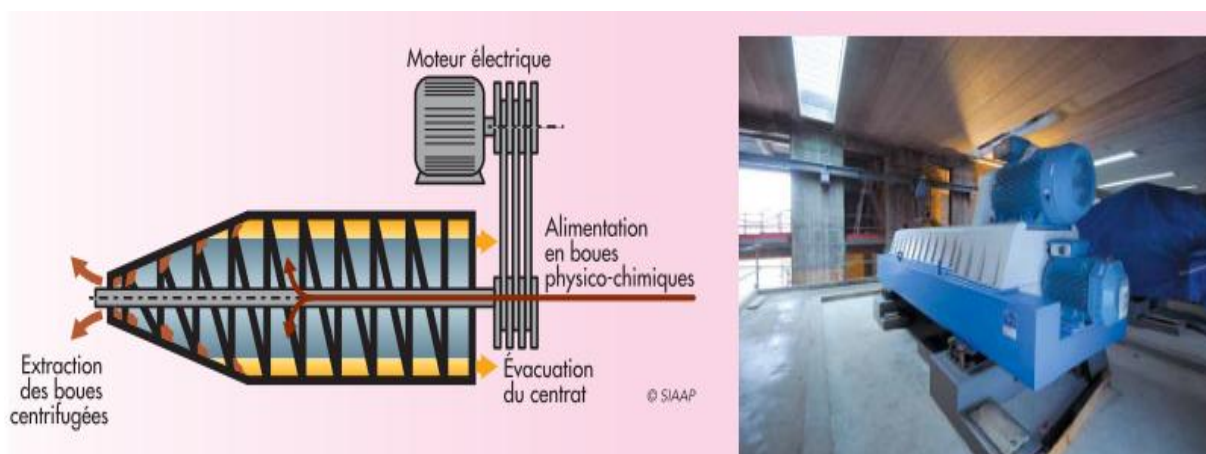


Figure VI.2: Flottation.

#### A.2.La Centrifugation

Cette technique consiste en une séparation, sous l'effet de la force centrifuge, des phases liquide et solide en ajoutant aux boues un polymère en faible dose, permettant d'obtenir un bon compactage (siccité de 4-6%). Il s'agit d'un procédé rapide et très sensible à la qualité des boues.



FigureVI.3: Centrifugation.

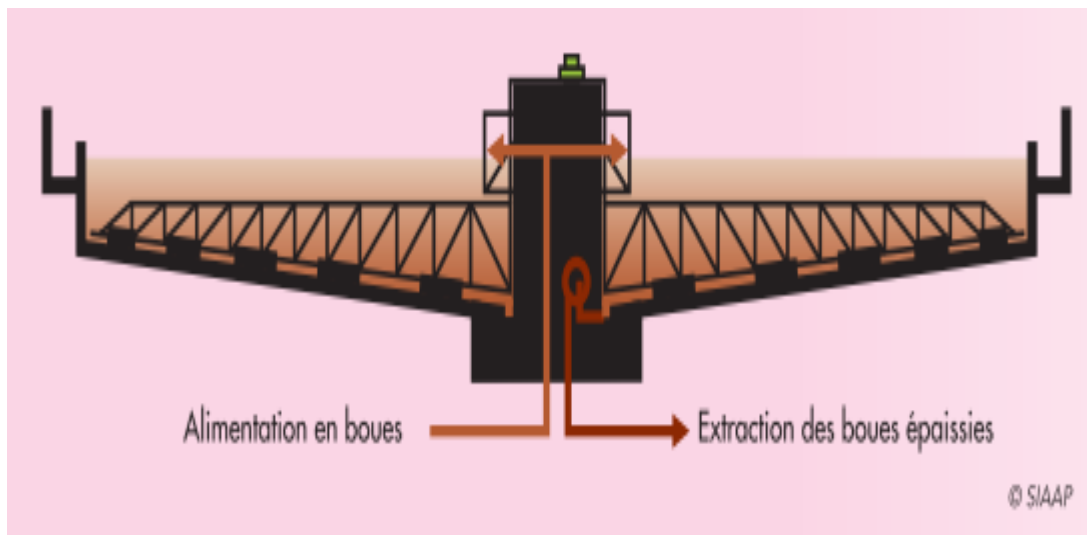
#### A.3. Drainage

La boue, préalablement floculée par traitement physico-chimique, est épanchée sur un support filtrant qui est raclé en permanence par des lames en caoutchouc. Il existe des technologies variées. Les tables, grilles et tambours d'égouttage sont des techniques simples, efficaces et financièrement abordables alors que les bennes filtrantes, bien adaptées aux petites stations et de fonctionnement très simple, ont des coûts plus élevés et nécessitent une assistance technique importante.

### **B. Epaissement gravitaire :**

Cette technique est très répandue dans les grandes stations. Une hauteur de 3,5 à 4 m est préconisée pour le bassin de décantation, en tenant compte du volume de stockage, afin de faciliter le tassement de la boue. La siccité des boues à la sortie de ce procédé varie de 2 à 10% selon la nature des boues traitées.

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



**Figure VI.1:** Epaissement statique gravitaire.

### **V. 3.2.2. Stabilisation**

Mise en œuvre sur des boues riches en matière biodégradable. La stabilisation des boues vise donc à réduire le taux de matière organique de manière à assurer la réduction du caractère fermentescible des boues organiques, pour éviter les nuisances, notamment l'émission de mauvaises odeurs lors de leur stockage et de leur traitement de déshydratation.

Cette stabilisation est inutile pour les systèmes à boues activées en aération prolongée, et de lagunage naturel.

Les boues produites à l'état liquide peuvent être stabilisées par des procédés de traitement chimiques ou biologiques (aérobie ou anaérobie).

#### **A. Stabilisation chimique :**

Le pouvoir fermentescible d'une boue peut être réduit par adjonction de réactifs chimiques. Cet apport de réactifs ne modifie pas la quantité de matières organiques biodégradables mais agit essentiellement par son action bactéricide. La chaux, du fait de son coût réduit et de son alcalinité, est le réactif le plus utilisé.

## **B. Stabilisation biologique :**

Dans les bassins d'aération se fait par voie aérobie et dans des digesteurs avec production d'un biogaz riche en méthane par voie anaérobie :

### ➤ **Stabilisation aérobie :**

Consiste à aérer les boues, non nourries dans des ouvrages semblables aux bassins d'aération, pendant une période prolongée qui provoque le développement micro-organismes aérobies conduisant à leur propre auto oxydation avec un taux de réduction des matières organiques est fonction

- ✓ de la durée de stabilisation,
- ✓ de la charge volumique,
- ✓ de la température,
- ✓ de la nature de la boue.

### ➤ **Stabilisation anaérobie :**

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

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

## **V.3.2.3 Le conditionnement**

Trois types de conditionnement peuvent être effectués avant la déshydratation :

➤ **Le conditionnement minéral**, avec utilisation de chaux et d'un coagulant (chlore ou sulfate ferrique). Il permet une forte augmentation de la siccité et une stabilisation des boues.

➤ **Le conditionnement hydraulique au polymère**, il peut être réalisé après un ajout de coagulant éventuel.

➤ **Le conditionnement thermique**, qui permet de dépasser 50% de siccité. Il est employé avec des boues digérées sur de grosses installations.

## **V.3.2.4 Déshydratation des boues**

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

La déshydratation des boues est réalisée de deux manières :

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

### • **Déshydratations naturelle (séchage):**

Le séchage est une opération unitaire du traitement des boues consistant à évaporer de l'eau libre et liée. Plusieurs techniques de séchage sont envisageables :

### a. Lit de séchage :

Le principe du lit de séchage est d'épandre des boues liquides sur une grande surface avec un lit constitué de graviers et de sable. Il se pratique soit à l'air libre soit en bâtiment fermé avec une ventilation mécanique. Cette technique représente l'inconvénient d'être tributaire du climat, les temps de séchage sont relativement longs et les couts de main d'œuvre élevés. Elle ne peut s'adapter qu'aux grandes stations en raison des surfaces nécessaires. Il existe plusieurs types :

- Séchage solaire ;
- Lit de sable ;
- Lagune de séchage ;
- Lit planté des macrophytes.

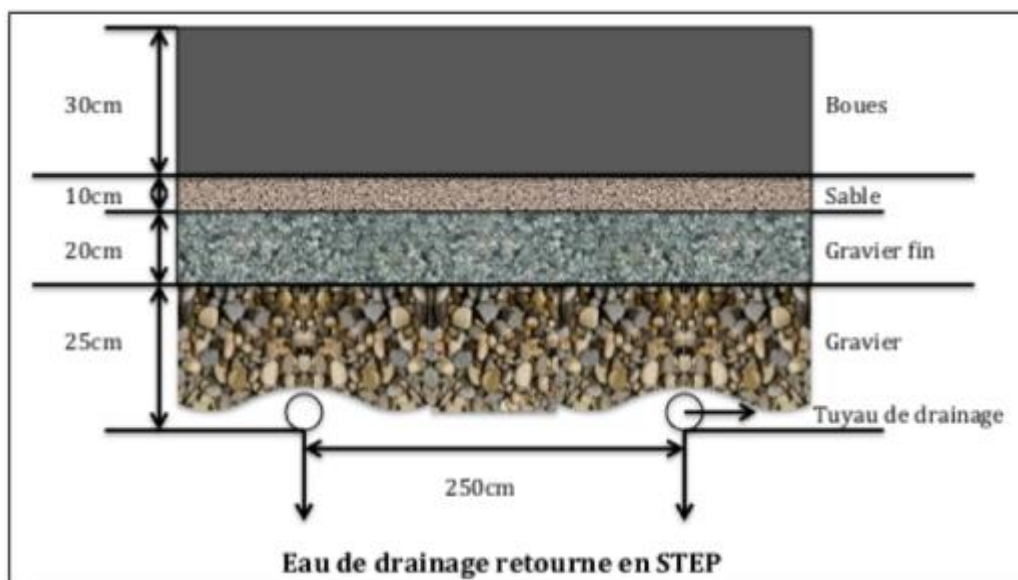


Figure III.6 : Schéma de la composition principale du lit de sable

### b. Séchage thermique

Ce type de séchage repose sur deux méthodes :

➤ **Le séchage direct**, c'est-à-dire que les boues sont au contact de la source chaude et que l'air est injecté directement pour permettre leur combustion. Il nécessite ensuite un traitement spécifique de cet air, chargé en polluants de toutes sortes. Les sècheurs directs ne peuvent généralement pas produire des boues de siccité supérieure à 70 % à cause de risques d'inflammation ou d'explosion.

➤ **Le séchage indirect**, qui est un séchage total. Les boues sont chauffées par un fluide caloporteur circulant dans des tuyaux parfaitement isolés. Les sècheurs indirects peuvent former, sans aucun danger, des boues de siccité supérieure à 90 % et parfois même à 95 %.

#### • Déshydratations mécanique :

Les mécanismes principaux de la déshydratation mécanique sont:

- ✓ la filtration sous vide.
- ✓ la filtration sous pression.
- ✓ les filtres à bande.
- ✓ Centrifugation des boues

### A. Filtration sous vide



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

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

#### **B. Filtres sous pression :**

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

#### **C. Filtres à bande**

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

#### **D. Centrifugation des boues**

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

### **V.4. Elimination finale des boues**

Les destinations finales des boues de station d'épuration sont au nombre de trois :

- ✓ Valorisation agricole (boues liquides ou solides, compostage et séchage thermique) ;
- ✓ Incinération ;
- ✓ Mise en décharge.

Les contraintes technico-économiques et environnementales orientent le choix du mode d'élimination finale des boues, en tenant compte des impératifs de la législation en vigueur.

### **Conclusion**

Les divers procédés d'épuration des eaux usées actuels entraînent une production plus ou moins importante de boues résiduelles. La matière solide de ces résidus contient à la fois des éléments naturels valorisables et des composés toxiques en relation avec la nature des activités raccordées au réseau d'assainissement, industrielles ou domestiques. Afin de préserver l'environnement, limiter les risques sanitaires et pouvoir réutiliser ses boues sans risque, les boues doivent impérativement passer par une succession de traitements.

# **Chapitre V**

## **Dimensionnement de la STEP**

## Introduction

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

## V. Calculs de base pour le dimensionnement

### V.1.1. Estimation des débits

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

Le débit des eaux potables est calculé en se basant sur deux débits partiels :

- Le débit de consommation en eau pour le secteur domestique.
- Le débit des eaux des équipements

Le débit total vaut :

Débit des eaux domestiques + débit des eaux des équipements

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

Aussi les besoins en eau des équipements sont évalués en utilisant un taux de majoration de **20%** de la consommation en eau potable de la population.

#### ➤ Calcul du débit de consommation en eau potable pour la population urbaine

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_c = \text{Nbre} * \text{dot} \quad (V - 1)$$

Avec :

- ✓ Nbre : nombre d'habitant.
- ✓ dot : dotation (150l/hab/j).

#### ➤ Calcul du débit des équipements

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{eq} = Q_c * 0.2 \quad (V - 2)$$

Avec :

- ✓  $Q_c$  : Débit de consommation en eau potable.
- ✓ 0.2 : taux de majoration des besoins de la population en eau potable

#### ➤ Calcul du débit total en eau potable

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

$$Q_{tot} = Q_c + Q_{eq}$$

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 et équipements pour les deux horizons.

Agglomération ACL + AS	Moyen terme	Long terme
	(2030)	(2045)
Population	<b>22664</b>	<b>35310</b>
Q domestique (m <sup>3</sup> / j)	<b>3399.6</b>	<b>5296.5</b>
Q équipement (m <sup>3</sup> / j)	<b>697.92</b>	<b>1059.3</b>
total (m <sup>3</sup> / j)	<b>4079.52</b>	<b>6355.8</b>
Nombre d'éq-habitants	<b>26744</b>	<b>41666</b>

### V.1.2.Evaluation des rejets

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

- Le débit moyen journalier :  $Q_{\text{moy j}}$
- Le débit moyen horaire :  $Q_{\text{moy h}}$
- Les débits de pointe en temps sec ( $Q_{\text{pts}}$ ) et en temps de pluie ( $Q_{\text{ptp}}$ )
- Le débit diurne :  $Q_d$

#### Pour l'horizon 2030

##### ❖ 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 :

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{tot}} * Crj \quad (V - 3)$$

Avec :

$Q_{\text{tot}}$  : Débit totale en eau potable en m<sup>3</sup>/j

$Crj$  : Coefficient de rejet = 0,8

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy j}} = 4079.52 * 0.8 = 3263.616 \text{ m}^3/\text{j} \Rightarrow Q_{\text{moy j}} = 3263.616 \text{ m}^3/\text{j}$$

##### ❖ Débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{moy j}} / 24 \quad (V - 4)$$

$$Q_{\text{moy h}} = 3263.616 / 24 = 135.984 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow Q_{\text{moy h}} = 135.984 \text{ m}^3/\text{h}$$

##### ❖ Débit de pointe

On distingue les débits suivants :

• **Débit de pointe en temps sec :**

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy j} \quad (V - 5)$$

Avec :  $K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy j}}} \dots\dots$  si  $Q_{moy j} \geq 2,8$  l/s

$K_p = 3 \dots\dots\dots$  si  $Q_{moy j} < 2,8$  l/s

Dans notre cas le  $Q_{moy j} = 37.77$  l/s

d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{37.77}} = 1.91 \quad \Rightarrow K_p = 1.91$$

Donc :  $Q_{pts} = 1.91 * 37.77 = 72.14$  l/s  $\Rightarrow Q_{pts} = 6232.95$  m<sup>3</sup>/j

• **Débit de pointe en temps de pluie :**

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

$$Q_{ptp} = (3 \div 5) Q_{pts} \quad (V - 6)$$

On prend :  $Q_{ptp} = 3Q_{pts}$

Donc :  $Q_{ptp} = 3 * 6232.95 = 18698.85$  m<sup>3</sup>/j  $\Rightarrow Q_{ptp} = 18698.85$  m<sup>3</sup>/j

• **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 :

$$Q_d = \frac{Q_{moy j}}{16} \quad (V - 7)$$

$$Q_d = \frac{3262.616}{16} = 203.91 \text{ m}^3/\text{h} \quad \Rightarrow Q_d = 203.91 \text{ m}^3/\text{h}$$

**V.1.3. Evaluation des charges polluantes**

Il est important de bien évaluer les charges polluantes car le dimensionnement des ouvrages de traitement des eaux usées notamment le bassin d'aération dépend de ces derniers. En effet, la quantité de pollution exprimée en DBO5 et en matière en suspension(MES) rejetée par un équivalent-habitant et par jour varie en fonction du réseau d'assainissement adopté.

Ces paramètres de pollution sont donnés dans le tableau suivant : [1]

**Tableau V.2 :** Les valeurs des charges polluantes pour divers types de réseau

Type de réseau	DBO5 g / EH /j	MES g/ EH /j
Séparatif	54	70
Unitaire	70	70 à 90
Pseudo séparatif	60	80

Comme on a un réseau unitaire on prend

1- Demande Biochimique en Oxygène en 5 jours (DBO5) : 70 g/EH/j ;

2- Matières En Suspension (MES) : 80 g/EH/j

### VI.1.3.1.La charge moyenne journalière en DBO5

$$L_0(\text{kg/j}) = \text{DBO}_5 \cdot N_{\text{hab}} = 70 \cdot 26744 \cdot 10^{-3} = 1872,08 \text{ kg/j} \Rightarrow L_0 = 1872.08 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = L_0 / Q_{\text{moy j}} = 1872.08 / 3263.62 = 0.574 \text{ g/l} \Rightarrow C_{\text{DBO}_5} = 574 \text{ mg/l}$$

$L_0$  : charge moyenne journalière en DBO5 en kg/ j

$C_{\text{DBO}_5}$  : la concentration en DBO5 moyenne en kg/m<sup>3</sup>.

$Q_j$  : débit moyen journalier en m<sup>3</sup>/j.

### VI.1.3.2.La charge en MES

$$N_0 = \text{MES} * N_{\text{EH}} = 80 * 26744 * 10^{-3} = 2139.52 \text{ kg / j} \Rightarrow N_0 = 2139.52 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{MES}} = N_0 / Q_{\text{moy j}} = 2139.52 / 3263.62 = 0.655 \text{ g/l} \Rightarrow C_{\text{MES}} = 655 \text{ mg/l}$$

Avec :

$N_0$  : charge moyenne journalière en MES.

$C_{\text{MES}}$ : la concentration moyenne en MES.

### Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2045 et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3:** Les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons

Désignation des données de base du projet	Horizon 2030	Horizon 2045
Coefficient de rejet	80 %	80 %
Consommation en eau potable totale (m <sup>3</sup> /j)	4079.52	6355.8
Population équivalente (EH).	26744	41666
Débit moyen en eaux usées (m <sup>3</sup> /j)	3263.62	5084.64
Débit moyen horaire de rejet (m <sup>3</sup> /h)	135.98	211.86
Coefficient de pointe par temps sec	1.91	1.83
Débit de pointe par temps sec (m <sup>3</sup> /j)	6232.95	9304.89
Coefficient de pointe par temps de pluie (Cpl)	3	3

Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) (m <sup>3</sup> /j)	18698.85	27914.67
---	----------	----------

Charges polluantes (DBO <sub>5</sub> , MES)	Horizon 2030	Horizon 2045
Charge journalière en DBO <sub>5</sub> (kg/j)	1872.08	2916.62
Concentration de l'effluent en (DBO <sub>5</sub> ) (mg/l)	574	574
Charge journalière en (MES) (kg/j)	2139.52	3333.28
Concentration de l'effluent en (MES) (mg/l)	655	655

## V.2. Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Arrivées à la station, les eaux usées passent par les ouvrages suivant :

Un déversoir d'orage et un poste de relevage des eaux brutes

Un prétraitement comprenant :

- Le dégrilleur
- Le déssableur-déshuileur
- Décanteur primaire

Un traitement biologique comprenant :

- Le bassin d'aération
- Le clarificateur

Un traitement tertiaire comprenant :

- Le bassin de désinfection
- Traitement des boues comprenant:
  - Épaississeur
  - Stabilisateur aérobie
  - Lit de séchage

### Remarque

On dimensionne le déversoir d'orage dans le chapitre suivant (chapitre VI : Calcul hydraulique).

### V.2.1. Prétraitements

Les traitements mécaniques Permettent d'éliminer les matières les plus grossières et les éléments susceptibles de gêner les étapes ultérieures du traitement.

#### V.2.1.1. Dégrillage

Cette opération permet de protéger la station contrôlés les déchets insolubles tels que les branches, les plastiques...etc. qui sont susceptibles d'endommager les différents ouvrages de la station.

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

On distingue :

- a) Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux (appelé aussi pré dégrillage), l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40mm.

- b) Dégrillage fin retient les détritrus de petites dimensions (appelé aussi grille mécanisé)

On opte dans notre étude pour une grille droite car ce type de grille est utilisé dans les moyennes et grandes installations, pour des eaux pas trop chargées et des débits allant de 100 à 40000 m<sup>3</sup>/h, avec une profondeur de canal variant entre 0.5 et 1.8m. Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER La largeur de la grille est donnée par l'expression :

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

Avec :

- $L$  : Largeur de la grille (m).
- $\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°
- $h_{\max}$  : Hauteur maximum admissible sur une grille (m).  $h_{\max} = (0,15 - 1,5)$  [3]
- $\beta$ : Fraction de surface occupée par les barreaux.

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

Tel que :

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

**Tableau V.4:** Espacement et épaisseur des barreaux. [3]

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	<b>2</b>	<b>1</b>
e (cm)	<b>5 à 10</b>	<b>0.3 à 1</b>

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

$$S = \frac{Q_{\text{ptp}}}{V} \quad (V - 10)$$

- $Q_{\text{ptp}}$  : Débit de pointe (débit de la station) (m<sup>3</sup>/s).
- $V$  : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

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

Une vitesse de passage inférieure à 0.6m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

L'expression de la largeur devient alors :



$$L = \frac{Q_{\text{ptp}} \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{\text{max}} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \quad (\text{V} - 11)$$

### Horizon 2030

#### □ □ Pour le dégrillage grossier

- □  $\alpha = 60^\circ$
- □  $Q_{\text{ptp}} = 779.12 \text{ m}^3/\text{h} = 0.216 \text{ m}^3/\text{s}$
- □  $V = 1 \text{ m/s}$
- □  $h_{\text{max}} = 0.4 \text{ m}$
- □  $d = 2 \text{ cm}$
- □  $e = 8 \text{ cm}$
- □  $\beta = 0.2$
- □  $\delta = 0,5$  grille automatique

Alors :

$$L = \frac{0.216 * \sin 60^\circ}{1 * 0.4 * (1 - 0,2) * 0,5} = 1,17 \text{ m}$$

- Le nombre de barreaux est le suivant :

$$n = \left( \frac{L - e}{d + e} \right) \quad (\text{V} - 12)$$

Avec :

- n : nombre de barreaux.
- L : Largeur de la grille.
- e : espacement des barreaux.
- d : épaisseur des barreaux

$$n = \frac{1.17 - 0.08}{0.02 + 0.08} = \mathbf{11 \text{ barreaux.}}$$

#### □ □ Pour le dégrillage fin

- □  $d = 1 \text{ cm}$
- □  $e = 1 \text{ cm}$
- □  $\beta = 0.5$

En utilisant la même formule, on obtient : **L = 1.87 m.**

$$n = \frac{1.87 - 0.01}{0.01 + 0.01} = \mathbf{93 \text{ barreaux.}}$$

On place la grille grossière avant le déversoir d'orage et la grille fine après ce dernier.

#### □ □ Calcul des pertes de charge

On détermine la perte de charge dans un dégrilleur par la relation de KIRSCHMER :

$$\Delta H = \beta \left( \frac{d}{e} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \quad (\text{V} - 13)$$

Avec:

- □  $\Delta H$ : perte de charge (m).
- □  $\beta'$  : Coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire :  $\beta' = 1,79$ ).
- □ e : espacement entre les barreaux (cm).
- □ d : épaisseur des barreaux
- □ g : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

□□  $\alpha$  : angle d'inclinaison de la grille ( $\alpha = 60^\circ$ ).

□□  $V$  : vitesse dans la grille.

Les valeurs de  $\beta'$  sont représentées dans le tableau suivant: [1]

**Tableau V.5:** les valeurs de  $\beta'$  en fonction de la forme des barreaux .

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

□□ **Grille grossière**

$$\Delta H = 1,79 \cdot \left(\frac{2}{8}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{1^2}{2 * 9.81} \cdot \sin 60^\circ = 0.012m$$

□□ **Grille fine**

$$\Delta H = 1,79 \cdot \left(\frac{1}{1}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{1^2}{2 * 9.81} \cdot \sin 60^\circ = 0.08m$$

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2030 et 2045 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

**Tableau V.6 :** les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon 2030	Horizon 2045
Débit de la station.	m <sup>3</sup> /s	0.216	0.323
Grille grossière			
Epaisseur des barreaux d	cm	2	2
Espacement des barreaux e	cm	8	8
$\beta$	-	0.2	0.2
Perte de charge	m	0.012	0.012
Largeur du dégrilleur L	m	1.17	1.75
Nombre de barreaux n	-	11	17
h max	m	0.4	0.4
Grille fine			
Epaisseur des barreaux d	cm	1	1

Espacement des barreaux e	cm	1	1
$\beta$	-	0.5	0.5
Perte de charge	m	0.08	0.08
Largeur du dégrilleur L	m	1.87	2.8
Nombre de barreaux n	-	93	140
h max	m	0.4	0.4

### V.2.1.2. Dessablage- Déshuilage

Cette étape permet d'enlever les graisses et les matières minérales en suspension qui pourraient réduire les performances des autres équipements et perturber le traitement biologique.

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

□□□ l'air aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.

□□□ les huiles et les graisses sont récupérées en surface. (dans une zone de tranquillisation et sont déversées dans un puisard à graisse pour être acheminées par camion vers une décharge).

#### □□ Dimensionnement du bassin de dessablage –déshuilage

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

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

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

Avec :

□□  $V_e$  : la vitesse horizontale [vitesse d'écoulement est  $0.2 < V_e < 0.5$  (m/s)] [3]

□□  $V_s$  : Vitesse de sédimentation. [vitesse est :  $40 < V_s < 70$  ( $m^3/m^2/h$ )] [3]

□□ L : Longueur de bassin.

□□ H : Profondeur de bassin.

□□  $L/H = (10 - 15)$  [3]

□□ Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute en débit de pointe.

□□  $H = (1 - 2.5)$  [3]

On opte pour un dessableur-déshuileur de forme rectangulaire.

### Horizon 2030

On a donc :

□□  $Q_{pt} = 0.216 m^3/s$

□□  $V_e = 0.4 m/s$

□□  $V_s = 50 (m^3/m^2/h)$  (charge hydraulique)

□□  $H = 1.5 m$

□□  $T_s = 4 min$

#### □□ La surface horizontale

la surface horizontale  $S_h$  est donnée par la relation suivante :  $S_h = \frac{V}{h}$

✓ **Le volume :**

Le volume de déssableur est calculé à partir de débit et de temps de séjour.

▪ **le temps de séjour :**

Le déssableur aéré est calculé pour un temps de séjour de 3 à 10 minutes

On prend un temps de séjour  $t_s = 4$  minutes.

On a le débit  $Q_{ptp} = 0.216 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc : Le volume  $V = Q_{ptp} \cdot t_s = 0.216 \cdot 4 \cdot 60 \Rightarrow V = 51.84 \text{ m}^3$

On prend :  $h = 1.5 \text{ m}$

La surface horizontale  $S_h$  sera :  $S_h = \frac{V}{h} = \frac{51.84}{1.5} \Rightarrow S_h = 34.56 \text{ m}^2$

**a) La longueur :**

On prend : La hauteur  $h = 1.5 \text{ m}$

$\frac{l}{h} \equiv (10 - 15)$  avec  $h = (1 - 2,5) \text{ m}$  donc  $l = 15 \text{ m}$

**b) La largeur :**

$S_h = l * L \Rightarrow L = S_h / l = 34.56 / 15 = 2.304 \text{ m} \Rightarrow L = 2.304 \text{ m}$

**Le volume d'air à insuffler dans le déssableur**

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

$$Q_{\text{air}} = Q_{\text{psp}} * V \quad (V - 15)$$

Avec :

$V$  : le volume d'air à injecter ( $\text{m}^3$ ).

$Q_{\text{ptp}}$  : débit de la station.

Donc :

$$Q_{\text{air}} = 0.216 * 1.5 = 0.324 \text{ m}^3 \text{ d'air / s} \Rightarrow Q_{\text{air}} = 19.44 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

**Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur**

Les MES contiennent 30% de MMS (matières minérales en suspensions) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), c'est-à-dire : [1]

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

La charge en MES à l'entrée de déssableur est :  $\text{MES}_{\text{entré}} = 2139.52 \text{ kg/j}$ .

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

$$\text{MVS} = 0.7 * 2139.52 = 1497.664 \text{ kg/j} \Rightarrow \text{MVS}_e = 1497.664 \text{ kg/j}$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$\text{MMS} = 0.3 * 2139.52 = 641.856 \text{ kg/j} \Rightarrow \text{MMS}_e = 641.856 \text{ kg/j}$$

Les matières minérales éliminées

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

$$MMS_{el} = 641.856 * 0.7 = 449.3 \text{ kg/j} \quad \Rightarrow \quad MMS_{el} = 449.3 \text{ kg/j}$$

□ □ Les matières minérales à la sortie de déssableur

$$MMS_s = MMS_e - MMS_{el} = 641.856 - 449.3 = 192.556 \text{ kg/j}$$

$$MMS_s = 192.556 \text{ kg/j}$$

□ □ Les MES à la sortie de déssableur :  $MES_s = MVS_s + MMS_s$

$$MES_s = 1497.664 + 192.556 = 1690.22 \text{ kg/j} \quad \Rightarrow \quad MES_s = 1690.22 \text{ kg/j}$$

### Pour l'horizon 2045

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

$$Q_p = Q_{p(2045)} - Q_{p(2030)}$$

Avec :

- $Q_p$  : Débit de pointe pour le calcul de la phase extension en ( $m^3/s$ )
- $Q_{p(2045)}$  : Débit de pointe à l'horizon 2045 en ( $m^3/s$ );
- $Q_{p(2030)}$  : Débit de pointe à l'horizon 2030 en ( $m^3/s$ ).

La même chose pour les charge à l'entrée de dégraisseur-dessableur, tel que :

$$CMES = CMES(2045) - CMES(2030)$$

Les caractéristiques de dégraisseur-dessableur sont les mêmes pour les deux horizons du calcul (2030 et 2045).

Les dimensions du dégraisseur-dessableur sont résumées dans le tableau V.4 pour les deux horizons (2030 et 2045).

**Tableau V.7 : Dimensions du dessableur-dégraisseur**

Désignation	Unité	Horizons	
		2030	2045 extensions
Débit de pointe en temps de pluie ( $Q_{ptp}$ )	$m^3/h$	777.6	385.2
Surface horizontale ( $Sh$ )	$m^2$	34.56	25.68
Volume ( $V$ )	$m^3$	51.84	38.52
Hauteur ( $h$ )	m	1.5	1.5
Temps de séjour ( $t_s$ )	min	4	6
Débit d'air à injecter dans le bassin ( $Q_{air}$ )	$m^3$ d'air/h	1166.4	577.8
Matières en suspensions totale (MES) à l'entrée	kg/j	2139.52	1193.76
Matières volatiles en suspensions à l'entrée (MVSe)	kg/j	1497.64	835.63
Matières minérales en suspensions à l'entrée (MMSe)	kg/j	641.856	358.13
Matières minérales en suspensions éliminées (MMSéliminées)	kg/j	449.3	250.69
Matières minérale en suspensions à la sortie (MMSs)	kg/j	192.56	107.44
Matières en suspension à la sortie (MESs)	kg/j	1690.2	943.07

### Remarque :

Le déshuilage se déroule en même temps que le dessablage (c'est un ouvrage combiné), les huiles sont piégées dans une zone de tranquillisation à partir de laquelle sont raclées en surface.

### V.2.2.Le traitement primaire (décantation primaire)

La décantation consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur.

En effet, la décantation primaire est mise en oeuvre pour alléger la charge à l'entrée du bassin d'aération ; elle permet donc l'élimination de 50% à 65% de la charge initiale en matière en suspension (MES) et 20% à 35 % de la charge organique entrante exprimée en DBO5.

Le décanteur primaire permet donc de limiter la variation de charge et la perturbation des MES dans l'aérateur. Cependant, il produit des boues instables (boues primaires) qui peuvent être une source non négligeable de nuisances olfactives (mauvaise odeurs).

Dans notre étude, on opte pour un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire ; leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures et Aussi, les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

#### V.2.2.1.Dimensionnement du décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

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

$$V_{lim} = \frac{Q_{ptp}}{S} \quad (V - 17)$$

Avec :

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

Le temps de séjours est compris entre 1 et 3 heures.

La hauteur d'eau dans l'ouvrage est comprise entre 2m et 6m.

### Horizon2030

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

**Tableau V.8** : les valeurs de la vitesse limite en fonction de  $Q_{moyh}$  [1] .

<b>K= <math>Q_{pts} / Q_{moy h}</math></b>	2.5	3	5	8	10
<b>Vlim (m/h)</b>	2	2.5	3.75	5	6

$K = Q_{pts} / Q_{moy h} = 1.91$  donc d'après ce tableau on tire la vitesse  $V_{lim} = 2m/h$

Avec :

- $Q_{pts}$ : débit de pointe au temps sec.
- $Q_{moy h}$  : débit moyen horaire

#### □ □ La surface horizontale du décanteur

$$Sh = Q_{ptp} / V_{lim} = 779.12 / 2 = 389.56 m^2 \quad \Rightarrow \quad Sh = 389.56 m^2$$

- $Q_{ptp}$  : débit de la station.

#### □ Le volume du décanteur

$$V = Q_{ptp} \times t_s = 779.12 \times 1 = 779.12 m^3 \quad \Rightarrow \quad V = 779.12 m^3$$

#### □ □ La hauteur du décanteur

$$H = V/Sh = 779.12/389.56 = 2m$$

$$\Rightarrow H = 2 m$$

### Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement ; donc on prend : **H=2.75m**

#### □ □ Le diamètre du décanteur

On a :  $S = (\pi D^2) / 4$  et par conséquent  $D = \sqrt{4 * S / \pi}$

Avec :

- D : diamètre du décanteur (m)
- Sh : surface horizontale du décanteur (m<sup>2</sup>)

$$D = \sqrt{4 * 389.56 / 3.14} = 22.27 m$$

On prend **D=22.3 m**

#### □ □ Détermination du temps du séjour

- Pour le débit moyen horaire

$$t_s = V/Q_{\text{moy h}} = 779.12/135.98 = 5.73 h$$

**t<sub>s</sub> = 5.73 h**

- Pour le débit de pointe par temps sec :

$$t_s = V/Q_{\text{pts}} = 779.12/389.56 = 2 h$$

**t<sub>s</sub> = 2 h**

- Pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$t_s = V/Q_{\text{ptp}} = 779.12/779.12 = 1h$$

**t<sub>s</sub> = 1 h**

#### □ □ Calcul de la quantité de boues éliminées :

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de :

20% à 35% de la DBO<sub>5</sub>, on prend 35%

50% à 65% de MES, on prend 65%

Connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur

- DBO<sub>5</sub> = 1872.08 Kg/j.
- MES = 1690.20 Kg/j.

Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc

$$DBO_{5\text{el}} = 0,35 \times DBO_5 = 0,35 \times 1872.08 = 655.23 \text{ kg/j}$$

**DBO<sub>5el</sub> = 655.23 kg/j**

$$MES_{\text{el}} = 0,65 \times MES = 0,65 \times 1690.2 = 1098.63 \text{ kg/j}$$

**MES<sub>el</sub> = 1098.63 kg/j**

Les charges à la sortie du décanteur primaire

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5\text{el}} = 1872.08 - 655.23 = 1216.85 \text{ kg/j}$$

**DBO<sub>5s</sub> = 1216.85 kg/j**

$$MES_s = MES - MES_{\text{el}} = 1690.2 - 1098.63 = 591.57 \text{ kg/j}$$

**MES<sub>s</sub> = 591.57 kg/j**

#### Pour l'horizon 2045 (extension)

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

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2045)} - Q_{\text{pt}(2030)}$$

Donc :  $Q_{\text{ptp}} = 0.323 - 0.216 = 0.107 \text{ m}^3/\text{s}$

Avec :

- Q<sub>ptp</sub> : débit en temps de pluie (débit de la station).

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

$$DBO_5 = DBO5_{(2045)} - DBO5_{(2030)} = 2916.62 - 1872.08 = 1044.54 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_5 = 1044.54 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 943.07 \text{ Kg/j} \text{ (à la sortie du déssableur-déshuileur)}$$

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

**Tableau V.9:** dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

Désignation	Unité	2030	2045 (extension)
Nombre de décanteurs	-	1	1
Débit de pointe en temps pluie (Q <sub>tp</sub> )	m <sup>3</sup> /s	0.216	0,107
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	389.56	192.6
Volume (V)	m <sup>3</sup>	779.12	385.2
Hauteur d'eau + Revanche		2.75	2.75
Diamètre (D)	m	22.3	15.7
MES entrées	Kg/j	1690.2	943.07
DBO5 entrées	Kg/j	1872.08	1044.54
MES éliminées	Kg /j	1098.63	613
DBO5 éliminées	Kg /j	655.23	365.59
MES sorties	Kg /j	591.57	330.07
DBO5 sorties	Kg/j	1216.85	678.95

### V.2.3. Traitement biologique

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant:

- Le bassin d'aération ;
- Le décanteur secondaire.

## Etude de la variante à moyenne charge

### V.2.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Le dimensionnement du bassin d'aération se fait sur la base des critères de base de charge massique (quantité de pollution organique exprimée en **DBO<sub>5</sub>** apportée par jour dans le bassin par rapport à la quantité de boues présente dans le bassin), et de charge volumique (quantité de DBO<sub>5</sub> apportée par volume du bassin) et d'autres paramètres intervenant dans le dimensionnement des ouvrages sont le temps de séjour de l'effluent dans le bassin et l'âge des boues qui doit être suffisamment grand pour assurer la stabilisation des boues.

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

#### La charge massique (C<sub>m</sub>)

C'est le rapport de la pollution exprimé en DBO<sub>5</sub> entrant par unité de masse de boues présentées.

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

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

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

On prend : **C<sub>m</sub> = 0.5 Kg DBO<sub>5</sub> / Kg.MVS.j**



□ □ **La charge volumique (Cv)**

C'est le rapport de la pollution par unité de volume du bassin exprimée comme suit :

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

Pour le traitement à moyenne charge :

$$0,6 < Cv < 1,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{ j}$$

On prend : **Cv = 1,5 Kg DBO<sub>5</sub> / m<sup>3</sup> j**

**Cv** permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

□ □ **Le volume du bassin**

$$V = L_0 / Cv \quad (V - 20)$$

Avec :

□ □ Cv : Charge volumique (kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>.j).

□ □ L<sub>0</sub> : charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO<sub>5</sub>/j).

Donc :  $V = 1872.08 / 1.5 = 1248.08 \text{ m}^3$  **V = 1248.08 m<sup>3</sup>**

□ □ **La hauteur du bassin**

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

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

□ □ **Surface horizontale du bassin**

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{1248.05}{4} = 312.01 \text{ m}^2 \quad S_h = 312 \text{ m}^2$$

• **La largeur du bassin**

On prend  $l = 2L$ , alors  $S_h = 2L^2$ , et  $L = \sqrt{\frac{S_h}{2}}$

enfin :  $L = 12.5 \text{ m}$  ; on prend : **L = 12.5 m**.

□ □ **La longueur du bassin**

$$l = 2L = 2 * 12.5 = 25 \text{ m} \quad l = 25 \text{ m}$$

□ □ **La masse des boues dans le bassin**

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{1872.08}{0,5} = 3744.16 \text{ Kg} \quad X_a = 3744.16 \text{ kg}$$

□ □ **Concentration des boues dans le bassin**

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{3744.16}{1248.05} \quad [X_a] = 3 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

□ □ **Calcul du temps de séjours**

a) Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{1248.05}{135.98} = 9 \text{h} 11 \text{ min}$$

b) Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{pts}}} = \frac{1248.05}{259.7} = 4 \text{h} 49 \text{ min}$$

c) Pour le débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{ptp}}} = \frac{1248.05}{779.12} = 1 \text{h} 37 \text{ min}$$

### V.2.3.2. Concentration de l'effluent en DBO5

$$S_0 = L_0 / Q_{\text{moy j}} = 1872.08 / 3263.62 = 573.6 \text{ mg/l}$$

$$S_0 = 573.6 \text{ mg/l}$$

### V.2.3.3. La charge polluante à la sortie (Sf= 30 mg/l)

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

$$L_f = S_f * Q_{\text{moy j}} = 0.03 * 3263.62 = 97.91 \text{ kg/j}$$

$$L_f = 97.91 \text{ kgDBO}_5/\text{j}$$

### V.2.3.4. La charge polluante éliminée $L_e$

$$L_e = L_0 - L_f = 1872.08 - 97.91 = 1774.17 \text{ kg/j}$$

$$L_e = 1774.17 \text{ kgDBO}_5/\text{j}$$

### V.2.3.5. Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = 1774.17 / 1872.08 = 0.9477$$

$$\eta_{ep} = 95\%$$

### V.2.3.6. Besoins théoriques en oxygène

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

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

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

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j}). \quad (\text{V} - 21)$$

□ □  $L_e$  : DBO5 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).

□ □  $X_a$  : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)

□ □  $a'$  : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution. [3]

$$0.48 < a' < 0.65 \quad \text{on prend} \quad a' = 0.6$$

□ □  $b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène. [3]

$$0.07 < b' < 0.11 \quad \text{on prend} \quad b' = 0.09$$

□ □ Les besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = 0.6 * 1744.17 + 0,09 * 3744.16 = 1383.48 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

□ □ La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2}/24 = 1383.48/24 = 57.64 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

□ □ La quantité d'oxygène nécessaire par m3 du bassin

$$q_{O_2}/v = 1383.48/1248.05 = 1.11 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

□ □ Les besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{O_2 \text{ pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24) \quad (\text{V} - 22)$$

$T_d$  : période diurne en heures  $T_d = 16\text{h}$

$$q_{O_2 \text{ pte}} = 79.45 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

### V.2.3.7. Besoin réel en pointe en oxygène

En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gênée par la présence dans les eaux usées des matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif.

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

$$q_{O_2 \text{ réel pte}} = q_{O_2 \text{ pte}} / (\alpha * \beta) \quad (\text{V} - 23)$$

□ □  $\alpha$  : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de

transfert dépendants de la nature de l'eau (MES, tensio-actif) et du système d'aération.

On prend  $\alpha = 0.8$

$\beta$  comprise entre 0.8 et 0.95. On prend  $\beta = 0.85$

$$q_{O_2 \text{ réel pte}} = 116.84 \text{ Kg } O_2/h$$

### V.2.3.8. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

**Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (En)**

Les apports spécifiques des aérateurs de surface sont souvent compris entre 1 et 2 kgO<sub>2</sub>/ kwh

$$E_n = q_{O_2 \text{ réel pte}} / E_a \quad (V - 24)$$

$E_n$  : Puissance de l'aération nécessaire.

$q_{O_2 \text{ réel pte}}$  : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)

$E_a$  : quantité d'O<sub>2</sub> par unité de puissance.

On prend :  $E_a = 1.5 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$  [3]

Donc :  $E_n = 116.84 / 1.5 = 77.89 \text{ Kw}$

$$E_n = 77.89 \text{ Kw}$$

**Puissance de brassage**

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = Sh * Pa \quad (V - 25)$$

$Pa$  : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbée ( $Pa$ ) pour les aérateurs de surface est  $Pa=80w/m^2$

$Sh$  : surface horizontale du bassin.

$$E_b = 312 * 80 = 24960 \text{ w}$$

$$E_b = 24.96 \text{ Kw}$$

**Calcul du nombre d'aérateurs dans le bassin**

$$N_a = E_n / E_b = 77.89 / 24.96 = 3.12$$

On prend quatre aérateurs ( $N_a=4$ ).

### V.2.3.9. Bilan des boues

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

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

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + (a_m * L_e) - (b * X_a) - X_{eff} \quad (V - 26)$$

$X_{min}$  : Boues minérales. (30 % de MES)

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

$a_m$  : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/gDBO<sub>5</sub>éliminées).

$a_m$  Varie entre 0, 55 <  $a_m$  < 0, 65. On prend  $a_m = 0.6$

$L_e$  : Quantité de DBO<sub>5</sub> à éliminer (Kg/j).

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

$$b = \frac{b'}{1,42} \quad b = 0.06$$

$X_a$  : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).

$X_{eff}$  : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **591.57 Kg/j**

$$X_{min} = 0,3 \times 591.57 = 177.47 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0,3MVS = 0,3(0,7 \times 591.57) = 124.23 \text{ kg/j}$$

$$a_m * L_e = 0,6 \times 1744.17 = 1046.5 \text{ kg/j}$$

$$b * X_a = 0,06 \times 3744.16 = 224.65 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,03 \times 3263.16 = 97.89 \text{ kg/j}$$

Alors :  $\Delta X = 177.47 + 124.23 + 1046.5 - 224.65 - 97.89 = 1025.66 \text{ kg/j}$

Donc  $\Delta X = 1025.66 \text{ kg/j}$

□ □ **Concentration des boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad (V - 27)$$

Avec :

□ □  $X_m$  : Concentration de boues en excès (kg/j).

□ □  $I_m$  : L'indice de Mohlman.

□ □  $I_m$  Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :  
(100-150) [2]

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend :  $I_m = 125$  mg/l

D'où :  $X_m = 1200/125 = 9,6 \text{ kg/m}^3$   $X_m = 9,6 \text{ kg/m}^3$

□ □ **Le débit de boues en excès**

$$Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1025.66}{9.6} \quad (VI - 29) \quad Q_{excès} = 106.84 \text{ m}^3 / j$$

□ □ **Le débit spécifique par m3 de bassin**

$$q_{sp} = \Delta X / V \quad (V - 28)$$

□ □  $V$  : Volume du bassin

Donc :  $q_{sp} = \frac{1025.66}{1248.05} = 0,82 \text{ kg/m}^3.j$   $q_{sp} = 0.82 \text{ kg/m}^3.j$

□ □ **Les boues recyclées**

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aérations. En effet, Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

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

• **Le taux de recyclage**

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

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \quad (V - 29)$$

R : taux de recyclage(%)

$[X_a]$  : concentration des boues dans le bassin  $[X_a] = 3 \text{ Kg/m}^3$

$$R = \frac{100 \times 3}{\frac{1200}{125} - 3} = 45.45\% \quad \mathbf{R = 45.45 \%}$$

• **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R * Q_j \quad (V - 30)$$

Donc :  $Q_r = 0.45 \times 3263.62 = 1468.63 \text{ m}^3/j$   $Q_r = 1468.63 \text{ m}^3/j$

- **Age des boues**

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

$$A_b = X_a / \Delta X \quad (V - 31)$$

Avec :

- ✓  $A_b$  : Age des boues en (j) ;
- ✓  $X_a$  : masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg) ;
- ✓  $\Delta X$  : Quantité de boues en excès en (Kg/j).

$$A_b = 3744.16 / 1025.66 = 3.65 \text{ jours} \quad A_b = \mathbf{3.65 \text{ jours}}$$

### V.2.3.10. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

Le but du décanteur secondaire est la séparation de floc biologique de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont renvoyées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

Nous optons pour un décanteur de forme circulaire, muni d'un pont racleur de surface (récupération des flottants) et un racleur de fond pour une concentration des boues décantées vers le centre de l'ouvrage d'où une partie est reprise pour le recyclage et l'autre partie des boues (la fraction en excès) est évacuée vers les ouvrages de traitement des boues.

#### □ □ Données de base

□ □ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) :  $Q_{ptp} = 779.12 \text{ m}^3/\text{h}$

□ □ Vitesse ascensionnelle : (  $2.5 < V_{asc} < 3$  ) . On prend  $V_{asc} = 2.5 \text{ m/h}$

#### □ □ Surface horizontale du clarificateur

$$S_h = Q_{ptp} / V_{asc} = 779.12 / 2.5 = 311.65 \text{ m}^2 \quad S_h = \mathbf{311.65 \text{ m}^2}$$

#### □ □ Hauteur du clarificateur

La hauteur du décanteur est comprise entre  $H = (3 \text{ à } 5) \text{ m}$ . [1]

On prend :  $H = 4 \text{ m}$

#### □ □ Volume du clarificateur

$$V = S_h \times H = 311.65 \times 4 = 1246.6 \text{ m}^3 \quad V = \mathbf{1246.6 \text{ m}^3}$$

#### □ □ Diamètre du clarificateur

$$D = \sqrt{\frac{4 * S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 311.65}{3.14}} = 19.93 \text{ m} \quad D = \mathbf{19.93 \text{ m}}$$

#### □ □ Le temps de séjours dans le clarificateur

$$T_s = V/Q$$

□ □ Au débit de pointe en temps de pluie

$$t_s = V/Q_{ptp} = 1246.6/779.12 = 1.6 \text{ h} \quad t_s = \mathbf{1.6 \text{ h}}$$

▪ Au débit de pointe en temps sec

$$t_s = V/Q_{pts} = 1246.6/259.7 = 4.8 \text{ h} \quad t_s = \mathbf{4.8 \text{ h}}$$

▪ Au débit moyen horaire

$$t_s = V/Q_{moy h} = 1246.6 / 135.98 = 9.17 \text{ h} \quad t_s = \mathbf{9.17 \text{ h}}$$

### Pour l'horizon 2045

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin d'aération et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

- **Débit de la station**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp} (2045) - Q_{ptp} (2030) = 1163.11 - 779.12 = 383.99 \text{ m}^3/\text{h} \quad Q_{ptp} = \mathbf{384 \text{ m}^3/\text{h}}$$

□ □ **Débit moyen journalier**

$$Q_{\text{moy } j} = Q_{\text{moy } j} (2045) - Q_{\text{moy } j} (2030) = 5084.64 - 3263.62 = 1821.02 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{moy } j} = 1821.02 \text{ m}^3/\text{j}$$

□ □ **La charge en MES à la sortie du décanteur primaire est de**

Les résultats du dimensionnement des deux ouvrages pour les deux horizons sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10** : Résultats de calcul des deux ouvrages pour les deux horizons

Designations	Unité	2030	2045
<b>Données de base</b>			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy } j}$	m <sup>3</sup> /j	3263.62	1821.02
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy } h}$	m <sup>3</sup> /h	135.98	75.88
Débit de pointe en temps de pluie $Q_{\text{ptp}}$	m <sup>3</sup> /h	779.12	384
Charge polluante à l'entrée du bassin $Lo$	Kg/j	1872.08	1044.54
Concentration de l'effluent en DBO5 $So$	mg/l	574	574
La charge polluante à la sortie $Lf$	KgDBO5/j	97.91	54.63
La charge polluante éliminée $Le$	KgDBO5/j	1744.17	989.91
Le rendement de l'épuration $\eta_{\text{ep}}$	%	95	94.77
<b>Dimensionnement du bassin d'aération</b>			
Volume du bassin $V$	m <sup>3</sup>	1248.05	696.36
nombre	-	1	1
Hauteur du bassin $H$	m	4	4
Surface horizontale du bassin $Sh$	m <sup>2</sup>	312	174.09
La longueur $l$	m	25	18.66
La largeur $L$	m	12.5	9.33
La masse de boues dans le bassin $Xa$	Kg	3744.16	2089.08
Concentration de boues dans le bassin $[Xa]$	Kg/m <sup>3</sup>	3	3
Temps de séjours $Ts$ :			
Par débit moyen horaire	h	9.17	9.17
Par débit de pointe par temps sec	h	4.8	5.44
Par débit de la station	h	1.6	1.81
<b>Besoin en oxygène</b>			
Besoins journaliers en oxygène : $qo_2$	KgO <sub>2</sub> /j	1383.48	656.62
La quantité d'oxygène horaire $qo_2/24$	KgO <sub>2</sub> /h	57.64	27.36
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m <sup>3</sup> du bassin $qo_2/m^3$	KgO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup> j	1.11	0.94
Besoins en pointe horaire en oxygène $qo_2\text{pte}$	KgO <sub>2</sub> /h	79.45	44.96
<b>Calcul de l'aérateur de surface à installer</b>			
Besoin réel de pointe en oxygène	KgO <sub>2</sub> /h	116.84	66.12
Puissance d'aération nécessaire	kW	77.89	44.08
puissance de brassage d'un bassin	kW	24.96	13.93
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	-	4	4
<b>Bilan de boues</b>			
Calcul de la quantité des boues en excès $\Delta x$	Kg/j	1025.66	582.31

Concentration de boues en excès $X_m$	$\text{Kg/m}^3$	9.6	9.6
Le débit de boues en excès $Q_{\text{excès}}$	$\text{m}^3/\text{j}$	106.84	60.66
Le débit spécifique par $\text{m}^3$ de bassin $q$	$\text{Kg/m}^3\text{j}$	0.82	0.84
Le taux de boues recyclées $R$	%	45.45	45.45
Le débit des boues recyclées $Q_r$	$\text{m}^3/\text{j}$	1468.63	819.46
Age des boues $A_b$	$\text{j}$	3.65	3.59
<b>Caractéristiques du clarificateur</b>			
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	$\text{m}^2$	311.65	153.6
Diamètre	$\text{m}$	19.93	14
Volume	$\text{m}^3$	1246.6	614.4
Hauteur	$\text{m}$	4	4
Temps de séjour pour			
le débit moyen horaire	$\text{j}$	9.17	9.18
le débit de pointe	$\text{j}$	1.6	1.6
par temps sec	$\text{j}$	4.8	5.44

#### V.2.4. Traitement tertiaire (désinfection)

La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

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

##### V.2.4.1. Dose du chlore à injecter

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

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

##### V.2.4.2. La dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{\text{moy}} \cdot j \cdot [\text{Cl}_2] = 3263.62 \cdot 0.01 = 32.63 \text{ kg/j}$$

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

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie  $\rightarrow$  3,17 g de  $\text{Cl}_2/\text{NaClO}$

20° de chlorométrie  $\rightarrow X = 3.17 \cdot 20 / 1 = 63.4$  g de  $\text{Cl}_2/\text{NaClO}$

##### V.2.4.4. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

1  $\text{m}^3(\text{NaClO}) \rightarrow 63,4$  Kg de  $\text{Cl}_2$

$$Q_j \rightarrow 32.62 \qquad Q_j = 32.62/63.4 = 0.51 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) /\text{j}$$

##### V.2.4.5. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j \times 365 = 0.51 \times 365 = 186.15 \text{ m}^3(\text{NaClO}) /\text{an}$$

##### V.2.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection

$Q_{\text{ptp}} = 7188 \text{ m}^3/\text{h}$  (débit de pointe au temps de pluie)

$T_s = 20$  mn

##### □□□ Le volume du bassin

$$V = Q_{\text{ptp}} \times t_s = 3263.62 \cdot 20/60 = 1087.87 \text{ m}^3 \qquad \rightarrow \qquad \mathbf{V=259.71 \text{ m}^3}$$

##### □□□ La hauteur du bassin

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

**La surface horizontale**

$$Sh = V/H = 259.71/3 = 362.62 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad Sh = 86.57 \text{ m}^2$$

**La largeur et la longueur**

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface  $Sh = l \times L$  On prend :  $l = 2 \times L$

$$L = \sqrt{\frac{Sh}{2}} \quad L = 6.58 \text{ m} \quad \text{donc : } l = 13.16 \text{ m}$$

### Pour l'horizon 2045

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

**Débit de la station**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp} (2045) - Q_{ptp} (2030) = 385.2 \text{ m}^3/\text{h}$$

**Débit moyen journalier**

$$Q_{moy j} = Q_{moy j} (2045) - Q_{moy j} (2030) = 1821.02 \text{ m}^3/\text{j}$$

On garde toujours la même forme du bassin (rectangulaire)

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

**Tableau V.11** : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons

Désignation	Unité	Horizon	
		2030	2045
			(Phase d'extension)
<b>Données de base</b>			
Débit moyen journalier (Qm.j)	m <sup>3</sup> /j	3263.62	1821.02
Débit de pointe par temps de pluie (Qptp)	m <sup>3</sup> /h	779.12	385.2
<b>Caractéristiques du bassin</b>			
La dose journalière du chlore à injecter	Kg/j	32.63	18.21
La quantité journalière d'hypochlorite de sodium (QjNaClO)	m <sup>3</sup> NaClO/j	0.51	0.29
La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium (Qa NaClO)	m <sup>3</sup> NaClO/an	186.15	105.85
Volume du bassin (V)	m <sup>3</sup>	259.71	128.4
Hauteur du bassin (H)	m	3	3
La surface horizontale (Sh)	m <sup>2</sup>	86.57	42.8
Largeur du bassin (L)	m	6.58	4,63
Longueur du bassin (l)	m	13.16	9.26

#### V.2.5.Traitement des boues

Tout traitement d'épuration conduit à la production de déchets. Ceux-ci sont collectés :

Au niveau du prétraitement : refus de dégrillage, déchets du dégraissage et du dessablage .

Au niveau des décanteurs primaires, secondaires :

Les boues provenant de ses décanteurs sont admises dans une filière de traitement qui comporte l'épaississement, la stabilisation et la déshydratation.



### V.2.5.1.Epaississement

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

### V.2.5.2.Stabilisation

Les techniques de stabilisation consiste essentiellement à ralentir, voire stopper, les fermentations génératrices de nuisances olfactives. Pour cela, deux stratégies sont envisageables : les stabilisations chimiques ou biologiques.

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

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

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

### V.2.5.3.Déshydratation

La déshydratation permet de poursuivre l'opération d'épaississement jusqu'à un état pâteux, Dans notre cas, on choisit une déshydratation naturelle sur lits de séchage afin de réduire les frais d'exploitation de la station (minimiser les dépenses d'énergies).

## pour l'horizon 2030

### □ □ Dimensionnement

#### V.2.5.1.Epaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de :

#### □ □ Boues issues du décanteur primaire

Boues primaires :  $DX_p = DBO_{5e} + MES_e$

$$DX_p = 655.23 + 1098.63 = 1753.86 \text{ kg/j}$$

#### □ □ Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires :  $DX_s = 1025.66 \text{ kg/j}$  (Représente les boues en excès)

#### □ □ La quantité totale journalière des boues sera

$$DX_t = DX_p + DX_s = 1753.86 + 1025.66$$

$$DX_t = 2779.52 \text{ kg/j}$$

#### □ □ La concentration des boues

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

- Boue primaire : ( 20 à 30 ) g/l

- Boue secondaire : ( 10 à 30 ) g/l

#### □ □ Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

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

#### o Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = DX_p / S_1$$

$DX_p$  : quantité issues du décanteur primaire

$S_1$  : concentration des boues. On prendra  $S_1 = 25 \text{ g/l}$

$$Q_1 = 1753.86/25 = 70.15 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_1 = 70.15 \text{ m}^3/\text{j}$$

**o Le débit arrivant du décanteur secondaire**

$$Q_2 = DX_s / S_2$$

DX<sub>s</sub> : quantité issues du décanteur secondaire

S<sub>2</sub> : concentration des boues. On prendra S<sub>2</sub> = 10 g/l

$$Q_2 = 1025.66/25 = 102.566 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 102.566 \text{ m}^3/\text{j}$$

**o Le débit total (Qt)**

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 70.15 + 102.566 = 172.72 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_t = 172.72 \text{ m}^3/\text{j}$$

**o La concentration du mélange (S)**

$$S = DX_t / Q_t = 2779.52 / 172.72 = 16.09 \text{ g/l}$$

$$S = 16.09 \text{ g/l}$$

**□ □ Le volume de l'épaississeur**

$$t_s = 2j$$

$$V = Q_t \cdot t_s = 172.72 \cdot 2 = 345.44 \text{ m}^3$$

$$V = 345.44 \text{ m}^3$$

**□ □ La surface horizontale**

Pour une profondeur de H = 5m. On calcule :

$$Sh = V/H = 345.44/5 = 69.09 \text{ m}^2$$

$$Sh = 69.09 \text{ m}^2$$

**□ □ Le diamètre**

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 69.09}{\pi}} = 9.38 \text{ m}$$

$$D = 9.38 \text{ m}$$

**□ □ Caractéristiques des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

On prend C<sub>be</sub> = 85 g/l

**□ □ Calcul du débit des boues épaissies**

$$Q_d = DX_t / 85 = 2779.52/85 = 32.7 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = 32.7 \text{ m}^3/\text{j}$$

**V.2.5.2. Stabilisateur**

**□ □ La quantité de MVS contenue dans les boues**

$$MES = 1690.2 \text{ kg/j}$$

$$MM = 507.06 \text{ kg/j}$$

$$MVS = 1183.14 \text{ kg/j}$$

**□ □ La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation**

$$MVS_{\text{sortie}} = MVS - 0.45 \cdot MVS = 1183.14 - 0.45 \cdot 1183.14 = 650.73 \text{ kg/j}$$

$$MVS_{\text{sortie}} = 650.73 \text{ kg/j}$$

**□ □ Le temps de séjour**

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

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T}$$

Avec :

- B<sub>a0</sub> : représente la quantité de MVS au temps initiale ;
- B<sub>a</sub> : représente la quantité de MVS au temps t ;
- K<sub>s</sub> : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de K<sub>s</sub> s'échelonnent entre 0,5 et 0,05, nous prenons **K<sub>s</sub>=0,05**.

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

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0.95.$$

Et la fraction volatile stabilisée sera :  $(1-0.95) \cdot B_a = 45\%$  de MVS stabilisé

$$0.05 B_a = 0.45 \cdot 650.73 = 292.83 \text{ kg} \quad \text{donc} \quad \mathbf{B_a = 5856.6 \text{ kg}}$$

L'extraction journalière est de 650.73 Kg MVS / J , l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = 5856.6 / 650.73 = 9 \text{ jrs}$$

$$\mathbf{T = 9 \text{ jrs}}$$

#### □ □ Boues en excès dans le stabilisateur

$$Q_{\text{excès}} = MM + (MVS)_{\text{sortie}} = 507.06 + 650.73 = 1157.79 \text{ kg de boues / j}$$

$$\mathbf{Q_{\text{excès}} = 1157.79 \text{ kg de boues / j}}$$

#### □ □ Dimensionnement du bassin de stabilisation

##### □ □ □ La masse des boues à maintenir dans le stabilisateur ( $M_b$ )

$$M_b = Q_{\text{excès}} \cdot t = 1157.79 \cdot 9 = 10420.11 \text{ kg}$$

$$\mathbf{M_b = 10420.11 \text{ kg}}$$

##### □ □ □ Volume du bassin de stabilisation

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration  $C_{be}$  de 80 à 100 g/l, on prend  $\mathbf{C_{be} = 85 \text{ g/l}}$ .

$$V = M_b / C_{be} = 10420.11 / 85 = 122.59 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V = 122.59 \text{ m}^3}$$

##### □ □ □ Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation  $\mathbf{H = 5 \text{ m}}$

$$Sh = V/H = 122.59/5 = 24.52 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{Sh = 24.52 \text{ m}^2}$$

##### □ □ □ Largeur du bassin

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par :  $Sh = L \times l$

On a  $l = 2 \times L$

$$L = (Sh/2)^{0.5} = 3.5 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 3.5 \text{ m}}$$

##### □ □ □ Longueur du bassin

$$l = 2L = 2 \times 3.5 = 7 \text{ m}$$

$$\mathbf{l = 7 \text{ m}}$$

##### □ □ □ Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface  $\mathbf{2 \text{ kg } O_2 / \text{kg MVS}}$  détruit

La masse des boues détruites par jour est de 650.73 kg/j

$$DO_2 = 2 \times 650.73 = 1301.46 \text{ kg } O_2 / j$$

$$\mathbf{DO_2 = 1301.46 \text{ kg } O_2 / j}$$

##### □ □ Lits de séchage

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement. Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Les drains, disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm.

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

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

**□ □ Calcul des lits de séchage**

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b = 8\text{m}; L = 20\text{m}; H = 0,4\text{m}$$

**□ □ □ Le volume de boues épandues sur chaque lit**

$$V = b \times L \times H = 64 \text{ m}^3$$

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

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

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 650.73 \text{ kg/j}$$

$$Q_f = 650.73 \text{ kg/j}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 20 à 80 g/l. on la prend = 50 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1 = (MVS)_{\text{sortie}} / 50 = 650.73 / 50 = 13.01 \text{ m}^3$$

$$V_1 = 13 \text{ m}^3$$

**□ □ □ Nombre de lits nécessaires à chaque épandage**

$$N > V_1 / V = 13/64 = 0.20 \text{ on prend } N = 1$$

**□ □ □ Volume des boues épandues par lit et par an**

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

$$V_2 = 12 \times V = 12 \times 64 = 768 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 768 \text{ m}^3$$

**□ □ □ Volume des boues à sécher par an**

$$V_{ba} = V_1 \times 356 = 4745 \text{ m}^3$$

$$V_{ba} = 4745 \text{ m}^3$$

**□ □ □ Nombre de lits nécessaire**

$$N > V_{ba} / V_2 = 4745/768 = 6.18 \text{ lits}$$

$$N = 7 \text{ lits}$$

**□ □ □ Surface nécessaire**

$$S = S_0 \times N$$

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

$$S = 160 \times 7 = 1120 \text{ m}^2$$

$$S = 1120 \text{ m}^2$$

### Pour l'horizon 2045

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

**Tableau V.12.** Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2030 et 2045)

Désignations	unité	2030	2045
<b>Dimensionnement de l'épaississeur</b>			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	1753.86	978.59
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	1025.66	582.31
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	2779.52	1560.9
Le débit total	m <sup>3</sup> /j	172.72	97.37
La concentration du mélange :	Kg/m <sup>3</sup>	16.09	16.03
Débit des boues épaissies	m <sup>3</sup> /j	32.7	18.36

Hauteur	m	5	5
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	69.09	38.95
Volume	m <sup>3</sup>	345.44	194.74
Diamètre	m	9.38	7.04
<b>Stabilisateur aérobie</b>			
La quantité de MVS contenue dans les boues			
- MES	kg/j	1690.2	943.07
-MM		507.06	282.92
- MVS		1183.14	660.15
La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :	kg/j	650.73	363.08
Temps de séjour :	j	9	9
Boues en excès dans le stabilisateur :	Kg /j	1157.79	1023.23
La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	kg	10420.11	9209.07
Hauteur	m	5	5
Volume du bassin de stabilisation	m <sup>3</sup>	122.59	108.34
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	24.52	21.67
La longueur du bassin	m	7	6.6
La largeur du bassin	m	3.5	3.3
Quantité d'air par jour Do <sub>2</sub>	Kg o <sub>2</sub> /j	1301.46	726.16
<b>Lit de séchage</b>			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m <sup>3</sup>	64	64
la quantité des boues à extraire	Kg/j	650.73	363.08
Volume des boues épandues par lit et par an	m <sup>3</sup>	768	768
Volume des boues à sécher par an	m <sup>3</sup>	4745	1559.11
Nombre de lits nécessaire	-	7	3
Surface nécessaire :	m <sup>2</sup>	1120	480

### Etude de la variante à faible charge

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

Il s'agit des ouvrages suivants :

- Le degrileur
- Le déssableur-déshuileur.

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

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

- Charge massique**

0.1 < Cm < 0.2 Kg DBO<sub>5</sub>/Kg MVS j On prendra: **Cm = 0.2 Kg DBO<sub>5</sub>/Kg MVS j**

- Charge volumique**

0.3 < Cv < 0.6 Kg DBO<sub>5</sub>/ m<sup>3</sup>j On prendra : **Cv = 0.5 Kg DBO<sub>5</sub>/ m<sup>3</sup>j**

### Horizon 2030

#### V.3.Dimensionnement du bassin d'aération

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

bassin sera de forme carré, de côté L et de hauteur H.

La charge polluante à l'entrée du bassin d'aération est :

□ □ Charge polluante en DBO<sub>5</sub> (sans décanteur primaire): **L<sub>0</sub> = 1872.08 kg/j.**

□ □ Concentration en DBO<sub>5</sub> : **[DBO<sub>5</sub>] = 574 mg/l.**

### V.3.1.le volume du bassin

$$C_v = L_0/V$$

□ □ C<sub>v</sub> : Charge volumique (kg DBO<sub>5</sub>/ m<sup>3</sup>.j). C<sub>v</sub> = 0.5 Kg DBO<sub>5</sub>/ m<sup>3</sup> j

□ □ L<sub>0</sub> : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO<sub>5</sub>/j).

$$L_0 = 1872.08 \text{ kg/j}$$

$$V = L_0/C_v = 1872.08/0.5 = 3744.16 \text{ m}^3$$

$$V = 3744.16 \text{ m}^3$$

### V.3.2.La hauteur du bassin

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

La hauteur de revanche du bassin doit être h □ □ 80 cm. On prend **h=80cm**

### V.3.3.Surface horizontale du bassin

$$S_h = V/H = 3744.16/4 = 936.04 \text{ m}^2$$

$$S_h = 936.04 \text{ m}^2$$

### V.3.4.Calcul du coté du bassin

On a opté pour un bassin de forme carrée S<sub>h</sub> = L<sup>2</sup>

$$L = (S_h)^{0.5} = (936.04)^{0.5} = 30.59 \text{ m}$$

$$L = 30.59 \text{ m}$$

### V.3.5.La masse de boues dans le bassin

$$X_a = L_0/C_m = 1872.08 / 0.2 = 9360.4 \text{ kg}$$

$$X_a = 9360.4 \text{ Kg}$$

### V.3.6.Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = X_a / V = 9360.4 / 3744.16 = 2.5 \text{ kg/m}^3$$

$$[X_a] = 2.5 \text{ kg/m}^3$$

**Remarque:** La concentration des boues dans l'aérateur peut également être déterminée par le rapport des charges volumique et massique.

$$[X_a] = C_v/C_m = 0.5 / 0.2 = 2.5 \text{ kg/m}^3$$

### V.3.7.Calcul du temps de séjour

**o Pour le débit moyen horaire**

$$t_s = V/Q_{\text{moy h}} = 3744.16 / 135.98 = 27.53 \text{ h}$$

$$t_s = 27.53 \text{ h}$$

**o Pour le débit de pointe par temps sec**

$$t_s = V/Q_{\text{pts}} = 3744.16/259.7 = 14.42 \text{ h}$$

$$t_s = 14.42 \text{ h}$$

**o Pour le débit de pointe par temps de pluie**

$$t_s = V/Q_{\text{ptp}} = 3744.16/779.12 = 4.81 \text{ h}$$

$$t_s = 4.81 \text{ h}$$

### V.4.Concentration de l'effluent en DBO5 (S<sub>0</sub>)

$$S_0 = L_0/Q_{\text{moy j}} = 1872.08 / 3263.62 = 0.574 \text{ g/l}$$

$$S_0 = 574 \text{ mg/l}$$

### V.4.1.La charge polluante à la sortie (S<sub>f</sub>= 30 mg/l)

La charge polluante à la sortie à une concentration S<sub>f</sub> conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO<sub>5</sub>

$$L_f = 0,03 \cdot 3263,62 = 97,91 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 97,91 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

#### V.4.2. La charge polluante éliminée $L_e$

$$L_e = L_0 - L_f = 1872,08 - 97,91 = 1774,17 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 1774,17 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

#### V.4.3. Le rendement épuratoire

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = (1774,17 / 1872,08) \cdot 100 = 94,77\%$$

$$\eta_{ep} = 94,77\%$$

#### V.5. Besoins théoriques en oxygène

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

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

□□□  $L_e$  : DBO<sub>5</sub> éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).

□□□  $X_a$  : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)

□□□  $a'$  : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.

$$0,48 < a' < 0,65 \quad \text{on prend } a' = 0,6$$

□□□  $b'$  : Fraction d'oxygène correspondante à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.

$$0,07 < b' < 0,11 \quad \text{on prend } b' = 0,1$$

□□ Les besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = (0,6 \cdot 1872,08) + (0,1 \cdot 9360,4) = 2059,288 \text{ Kg O}_2/\text{j}.$$

□□ La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = 2059,288 / 24 = 85,80 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

□□ La quantité d'oxygène nécessaire par m<sup>3</sup> du bassin

$$q_{O_2/m^3} = q_{O_2} / V = 2059,288 / 3744,16 = 0,55 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

□□ Les besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{O_2pte} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

$T_d$  : période diurne en heures  $T_d = 16\text{h}$ .

$$q_{O_2pte} = (0,6 \cdot 1774,17 / 16) + (0,1 \cdot 9360,4 / 24) = 104,41 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

#### V.6. Besoin réel en pointe en oxygène

$$q_{O_2 \text{ réel } pte} = q_{O_2 pte} / (\alpha \cdot \beta)$$

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

On prend  $\alpha = 0,8$

□□  $\beta$  comprise entre 0,8 et 0,95. On prend  $\beta = 0,85$

$$q_{O_2 \text{ réel } pte} = 153,54 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

#### V.7. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

□□ Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (En)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 kg O<sub>2</sub>/kw h

$$E_n = q_{O_2} / E_a$$

□□□  $E_n$ : Puissance de l'aération nécessaire.

□□□  $q_{O_2}$  : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)

□□□  $E_a$ : quantité d'O<sub>2</sub> par unité de puissance

On prend :  $E_a = 1,5 \text{ kg O}_2/\text{kw h}$

$$En = 102.36 \text{ Kw}$$

**Puissance de brassage**

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$Eb = Sh * Pa = Sh * Pa = 936.04 * 80 = 74.88 \text{ Kw.}$$

Avec :  $Pa = 80 \text{ w/m}^2$

**Calcul du nombre d'aérateurs dans le bassin**

$$Na = En / Eb = 102.36 / 74.88 = 1.37 \quad \mathbf{Na = 2}$$

**V.8. Bilan des boues**

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

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

$X_{min}$  : Boues minérales. (30 % de MES)

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

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

$a_m$  Varie entre 0, 55 <  $a_m$  < 0, 65. On prend  $a_m = 0.6$

$L_e$  : Quantité de DBO5 à éliminer (Kg/j).

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

$$b = \frac{b'}{1,42} \quad b = 0.07$$

$X_a$  : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).

$X_{eff}$  : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **1690.2 Kg/j**

$$X_{min} = 0,3 \times 1690.2 = 507.06 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0,3 MVS = 0,3(0,7 \times 1690.2) = 354.94 \text{ kg/j}$$

$$a_m * L_e = 0,6 \times 1744.17 = 1046.5 \text{ kg/j}$$

$$b * X_a = 0,06 \times 9360.4 = 561.62 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,03 \times 3263.62 = 97.91 \text{ kg/j}$$

Alors:  $\Delta X = 507.06 + 354.94 + 1046.5 - 561.62 - 97.91 = 1248.97 \text{ kg/j}$

Donc  $\Delta X = 1248.97 \text{ kg/j}$

**Concentration des boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad (\text{VI} - 32)$$

Avec :

$X_m$  : Concentration de boues en excès (kg/j).

$I_m$  : L'indice de Mohlman.

$I_m$  Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100-150) [2]

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend :  $I_m = 125 \text{ ml/g}$

D'où  $X_m = 9.6 \text{ kg/j}$

**Le débit de boues en excès**



$$Q_{\text{excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1248.97}{9.6}$$

$$Q_{\text{excès}} = 130.10 \text{ m}^3 / \text{j}$$

#### □□ Le débit spécifique par m<sup>3</sup> de bassin

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

□□ V : Volume du bassin

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{1248.97}{3744.16} = 0,33 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

$$q_{sp} = 0.33 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

#### □□ Les boues recyclées

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aérations. En effet, Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

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

- **Le taux de recyclage**

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

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

R : taux de recyclage(%)

[X<sub>a</sub>] : concentration des boues dans le bassin [X<sub>a</sub>] = 3 Kg/m<sup>3</sup>

$$R = \frac{100 \times 3}{\frac{1200}{125} - 3} = 45.45\%$$

$$R = 45.45 \%$$

- **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

$$\text{Donc : } Q_r = 0.45 \times 3263.62 = 1468.63 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_r = 1468.63 \text{ m}^3 / \text{j}$$

- **Age des boues**

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

$$A_b = X_a / \Delta X$$

Avec :

- ✓ A<sub>b</sub> : Age des boues en (j) ;
- ✓ X<sub>a</sub> : masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg) ;
- ✓ ΔX : Quantité de boues en excès en (Kg/j).

$$A_b = 9360.4 / 1248.97 = 7.49 \text{ jours}$$

$$A_b = 7.49 \text{ jours}$$

### V.9. Calcul du clarificateur

#### □□ Données de base

□□□ Le temps de séjour :  $t_s = (1,5 \div 2)$  heure .On prend  $t_s = 1,5h$ .

□□□ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) :  $Q_{ptp} = 779.12 \text{ m}^3/h$

**N.B** : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante ( à moyenne charge ).

### Pour l'horizon 2045

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

- **Débit de la station**

$$Q_p = Q_{p(2045)} - Q_{p(2030)} = 0.323 - 0.216 = 0.107 \text{ m}^3/s$$

□□□□ La charge en MES à la sortie du déssableur-déshuileur est de : 1690.2/j

□□ La charge en DBO5 à la sortie du déssableur-déshuileur est de : 1044.54 kg/j

□□ Pour l'aérateur on garde prend la forme (carrée).

□□ Pour le clarificateur on garde aussi la même forme (circulaire)

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2045 sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau V.13.** Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons.

Designations	Unité	2030	2045
<b>Données de base</b>			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	$\text{m}^3/j$	3263.62	1821.02
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	$\text{m}^3/h$	135.98	75.88
Débit de pointe en temps de pluie $Q_{ptp}$	$\text{m}^3/h$	779.12	384
Charge polluante à l'entrée du bassin $L_o$	$\text{Kg}/j$	1872.08	1044.54
Concentration de l'effluent en DBO5 $S_o$	$\text{mg}/l$	574	574
La charge polluante à la sortie $L_f$	$\text{KgDBO5}/j$	97.91	54.63
La charge polluante éliminée $L_e$	$\text{KgDBO5}/j$	1744.17	989.91
Le rendement de l'épuration $\eta_{ep}$	%	95	94.77
<b>Dimensionnement du bassin d'aération</b>			
Volume du bassin $V$	$\text{m}^3$	3744.16	2089.08
nombre	-	1	1
Hauteur du bassin $H$	$\text{m}$	4	4
Surface horizontale du bassin $S_h$	$\text{m}^2$	936.04	522.27
Le coté du bassin $L$	$\text{m}$	30.59	22.85
La masse de boues dans le bassin $X_a$	$\text{Kg}$	9360.4	5222.7
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$		3	3

Temps de séjours $T_s$ :	$Kg/m^3$		
Par débit moyen horaire		27.53	27.53
Par débit de pointe par temps sec	h	14.42	16.32
Par débit de la station	h	4.81	5.44
	h		
<b>Besoin en oxygène</b>			
Besoins journaliers en oxygène : $q_{O_2}$	$KgO_2/j$	2059.288	1116.22
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	$KgO_2/h$	85.80	46.51
La quantité d'oxygène nécessaire pour un $m^3$ du bassin $q_{O_2}/m^3$	$KgO_2/m^3j$	0.55	0.53
Besoins en pointe horaire en oxygène $q_{O_2pte}$	$KgO_2/h$	104.41	58.88
<b>Calcul de l'aérateur de surface à installer</b>			
Besoin réel de pointe en oxygène	$KgO_2/h$	153.54	86.59
Puissance d'aération nécessaire	kW	102.36	57.73
puissance de brassage d'un bassin	kW	74.88	41.78
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	2
<b>Bilan de boues</b>			
Calcul de la quantité des boues en excès $\Delta x$	$Kg/j$	1248.97	1036
Concentration de boues en excès $X_m$	$Kg/m^3$	9.6	9.6
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	$m^3/j$	130.10	107.91
Le débit spécifique par $m^3$ de bassin $q$	$Kg/m^3j$	0.33	0.49
Le taux de boues recyclées $R$	%	45.45	45.45
Le débit des boues recyclées $Q_r$	$m^3/j$	1468.63	819.46
Age des boues $A_b$	j	7.49	5.04
<b>Caractéristiques du clarificateur</b>			
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	$m^2$	311.65	153.6
Diamètre	m	19.93	14
Volume	$m^3$	1246.6	614.4
Hauteur	m	4	4
Temps de séjour pour			
le débit moyen horaire	j	9.17	9.18
le débit de pointe	j	1.6	1.6
par temps sec	j	4.8	5.44

**N.B** : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

#### **V.10. Traitement tertiaire (désinfection)**

Les mêmes résultats du dimensionnement du bassin de désinfection (représentés dans le tableau VI.11)

#### **V.11. Traitement des boues**

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur.

Après épaissement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

### V.11.1. Dimensionnement

#### □□□ Epaisseur

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

#### □□ Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires  $DXs = 1248.97 \text{ kg/j}$  (Représente les boues en excès)

#### □□ La concentration des boues

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

Boue secondaire (10÷30) g/l

#### □□ Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_t = Q_2 = DXs / S_2 = 1248.97 / 10 = 124.9 \text{ m}^3/\text{j}$$

$S_2$ : concentration des boues.

On prendra  **$S_2 = 10 \text{ g/l}$**

#### □□ Le volume de l'épaississeur

$$V = Q_t * t_s = 124.9 * 2 = 249.8 \text{ m}^3$$

$T_s$ : temps de séjours = 2j

#### □□ La surface horizontale

Pour une profondeur de  $H = 5\text{m}$ . On calcule :

$$Sh = V/H = 249.8 / 5 = 49.96 \text{ m}^2$$

#### □□ Le diamètre

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 49.96}{\pi}} = 7.98 \text{ m}$$

#### □□ Caractéristiques des boues épaissies

La concentration des boues après épaisseur par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

On prend  $C_{be} = 85 \text{ g/l}$

#### □□ Calcul du débit des boues épaissies

$$Q_d = DXs / 85 = 2779.52/85 = 14.69 \text{ m}^3/\text{j}$$

#### □□ Lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$L = 8 \text{ m}, l = 20 \text{ m}, H = 0.4 \text{ m}$$

#### □□ Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = l * L * H = 64 \text{ m}^3$$

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :  $Q_f = (MVS) \text{ sortie} = 1248.97 \text{ kg/j}$ .

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 85 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1 = 1248.97 / 85 = 14.69 \text{ m}^3$$

#### □□ Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > V_1 / V = 14.69 / 64 = 0.22 \quad \text{donc } N = 1$$

#### □□ Volume des boues épandues par lit et par an

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

$$V_2 = 12 * V = 12 * 64 = 768 \text{ m}^3$$

#### □□ Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = V_1 * 365 = 5361.85 \text{ m}^3$$

□ □ **Nombre de lits nécessaire**

$$N > V_{ba} / V_2 = 5361.85 / 768 = 6.98$$

$$N = 7 \text{ lits}$$

□ □ **Surface nécessaire**

$$S = S_0 * N$$

Où : So c'est la surface du lit de séchage :  $S_0 = 1 * L = 160 \text{ m}^2$

$$S = 1120 \text{ m}^2$$

### Pour l'horizon 2045

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

**Tableau V.14.** Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2030 et 2045).

Désignations	unité	2030	2045
<b>Dimensionnement de l'épaississeur</b>			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	1248.97	1044.54
Débit des boues épaissies	m <sup>3</sup> /j	124.9	104.45
Hauteur	m	5	5
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	49.96	41.78
Volume	m <sup>3</sup>	249.8	208.9
Diamètre	m	7.98	7.3
<b>Lit de séchage</b>			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m <sup>3</sup>	64	64
Volume des boues épandues par lit et par an	m <sup>3</sup>	768	768
Volume des boues à sécher par an	m <sup>3</sup>	5361.85	2349.76
Nombre de lits nécessaire	-	7	3
Surface nécessaire :	m <sup>2</sup>	1120	480

### Conclusion

Dans ce chapitre on a pu dimensionner les différents ouvrages pour les deux variantes de traitement à savoir faible et moyenne charge et pour les deux horizons (2030-2045).

Le choix de la variante la plus adéquate pour notre agglomération s'est orienté vers la variante à moyenne charge, et ce en raison de la qualité de l'effluent ainsi que la taille des ouvrages qui pourront être accueillis par le terrain choisis à cet effet. Cela dit une étude économique permettrait un choix plus clair.

# Chapitre VI

## Calcul hydraulique de la STEP

### **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 de rejet, conduite de fuite, conduite de by-pass, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage, station de relevage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

### **Emplacement des ouvrages dans le site de la station**

L'arrivée des eaux à la station d'épuration est comme suit :

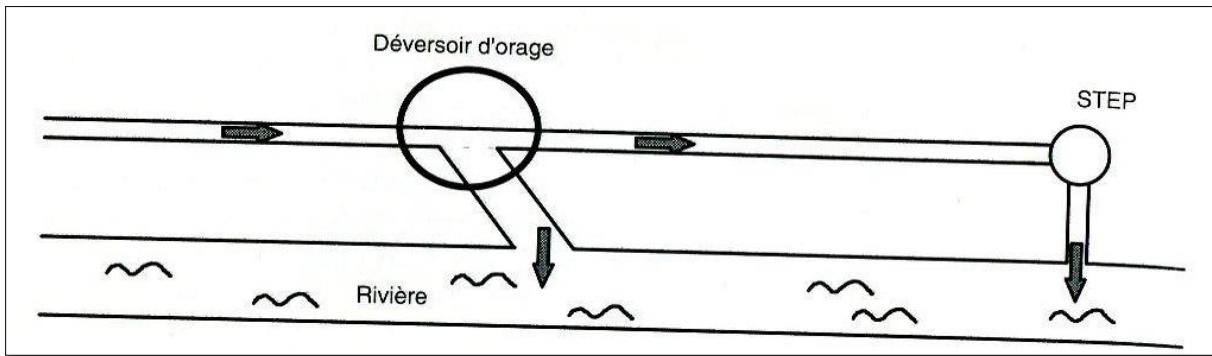
Les eaux usées et pluviales sont collectées dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage qui sert à séparer les eaux pluviales des eaux usées tel que :

Les eaux pluviales sont déversées directement dans l'oued et les eaux usées sont dirigées vers les différents ouvrages de la station.

#### **VI.1. Le déversoir d'orage**

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits des eaux usées, appelées « débit en temps sec ».

La partie déversant est acheminée vers l'oued, dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.



**Figure VI.1** : schéma de principe d'un déversoir d'orage

### VI.1.1 Dimensionnement du déversoir d'orage

Le débit acheminé vers la station d'épuration:  $Q_{ptp} = 818.64 \text{ m}^3/\text{h} = 0,227 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial  $Q_{pl}=7950 \text{ l/s}$  (la source : DHW de Batna)

A l'amont de la station d'épuration le débit acheminé est :

$$Q_{tot} = Q_{pts} + Q_{pl} = 0.076 + 7,95 = 8,026 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{On prend } Q_{tot} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sachant que:

$Q_{pl}$ : Le débit pluvial

$Q_{pts}$ : Débit de pointe en temps sec

#### ➤ A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2045:

$$Q_{tot} = 8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1,4\% \quad (\text{la source : DPAT de Batna}).$$

Et d'après l'abaque de Basin (01)

$$D_e = 1800 \text{ mm} \quad (\text{diamètre a l'entrer du déversoir})$$

$$Q_{ps} = 9,7 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{débit a pleine section})$$

$$V_{ps} = 3,9 \text{ m/s} \quad (\text{vitesse a pleine section})$$

$$r_Q = Q_{tot}/Q_{ps} = 8/9,7 = 0,82 \quad (\text{rapport des débits})$$

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

$$r_H = H_e/D_e = 0,70 \Rightarrow H_e = 0,70 \cdot 1800 = \mathbf{1260 \text{ mm}} \quad (\text{hauteur de remplissage})$$

$$r_v = V/V_{ps} = 1,11 \Rightarrow V = 1,11 \cdot 3,9 = \mathbf{4,33 \text{ m/s}} \quad (\text{rapport des vitesses})$$

#### ➤ A l'aval du déversoir

$$Q_{ptp} = 0,227 \text{ m}^3/\text{s}$$

I = 1,4% (la source : DPAT de Batna).

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 500 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,285 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.48 \text{ m/s} \quad \text{Donc : } r_Q = 0.8$$

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

$$r_H = 0,68 \Rightarrow r_v = 1,115.$$

$$r_H = H_s/D_s = 0,68 \Rightarrow H_s = 0,68 \cdot 500 = \mathbf{340 \text{ mm}}$$

$$r_v = V/V_{ps} = 1,115 \text{ (rapport des vitesses)} \Rightarrow V = 1,115 \cdot 1,48 = \mathbf{1.65 \text{ m/s}}$$

### VI. 1.2 Calcul du déversoir d'orage

Le débit déversé par le déversoir d'orage est :  $Q_d = Q_{tot} - Q_{ptp} = 8 - 0,227$

$$\mathbf{Q_d = 7,77 \text{ m}^3/\text{s}}$$

- La hauteur d'entrée **He = 1260 mm**
- La hauteur de sortie **Hs = 340 mm**

La lame d'eau déversée  $H_d = H_e - H_s = 1260 - 324 = \mathbf{920 \text{ mm}}$ .

**Donc la largeur du seuil déversant sera :**

D'après la formule général de BAZIN :  $Q_d = 2/3 \cdot b \cdot m \cdot (2g)^{1/2} \cdot H_d^d$ .

$$\Rightarrow b = (3 \cdot Q_d) / (2m(2g)^{1/2} H_d^{3/2}).$$

**avec :**

**b** : largeur du seuil déversant.

**m** : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces  $m = 0,6$  d'après la formule de **CHOUGAEV**

$$\mathbf{m = 0,402 + 0,054 \frac{H_e}{H_s} .}$$

**g** : L'accélération de la pesanteur  $\text{m/s}^2$

$$\Rightarrow b = (3 \cdot 7,77) / (2 \cdot 0,6 \cdot (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot 0,920^{3/2}) = 4,97 \text{ m..}$$



On prend  $b = 5 \text{ m}$ .

Nous proposons un déversoir latéral de  $7 \text{ m}$  de largeur.

## VI.2. Dimensionnement de la conduite fuite

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

$I_{\text{exutoire}} : 1,2\%$  (la source : DPAT de Batna).

$$Q_{\text{dév}} = 7,77 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

$$D_f = 1800 \text{ mm}$$

$$Q_{\text{ps}} = 9 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ps}} = 3,65 \text{ m/s} \quad \text{Donc } r_Q = 0,86$$

Et d'après l'abaque de Bazin (02) on aura :

$$r_h = 0,72 ; r_v = 1,112$$

$$r_H = H/D_e = 0,72 \Rightarrow H = 0,72 \cdot 1800 = 1296 \text{ mm}$$

$$r_v = V/V_{\text{ps}} = 1,112 \Rightarrow V = 1,112 \cdot 3,65 = 4,06 \text{ m/s}$$

## VI.3 Profil hydraulique

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

### VI.3.1 Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C p_A - C p_B \quad (\text{Formule de Darcy})$$

Avec :

$K$  : coefficient de perte de charge

$Q$  : débit en  $\text{m}^3/\text{s}$  ;  $Q = 0,227 \text{ m}^3/\text{s}$

$L$  : longueur de la conduite

$D$  : diamètre de la conduite

$\beta$  : coefficient dépendant du régime d'écoulement

$m$  : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

$C p_A$  : Côte du plan d'eau au point A

$C_{PB}$  : Côte du plan d'eau au point B

Donc le diamètre est de : 
$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}}$$

### VI.3.2 Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$Leq = 1,15 \cdot L_{réelle}$$

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'on leur impose une pente de 1,5% pour permettre un bon écoulement de l'eau et assurer l'auto curage avec une vitesse minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

**Tableau VI.1 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station**

Ouvrages	L réelle (m)	Leq = 1,15 . L <sub>réelle</sub> (m)
Dégrilleur - Dessableur	4	4.6
Dessableur – Décanteur primaire	7	8.05
Décanteur p - Bassin d'aération	7,5	8.62
Bassin d'aération- clarificateur	5	5.75
clarificateur - Bassin de désinfection	23	26.45

### VI.3.3 Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages

#### • Conduite dégrilleur – dessableur

On a :

Côte du radier du dégrilleur(A) : 789,3m ; hauteur d'eau : 0,7m

D'où :  $C_{PA}=790m$

Côte du radier du dessableur-deshuilleur(B) :788m ;Hauteur d'eau : 1,6m

D'où :  $C_{PB}:789,6$

$L= 4.6m$

Donc :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0.001052 * 4.6 * (0.227)^{1.77}}{(790 - 789,6)}} = 0,228m$$

$D_c=228mm \Rightarrow D_n=300 mm.$

$$D'ou\ on\ aura : C_{pB} = C_{pA} - \frac{0.001052 * 4.5 * 0.227^{1.77}}{0.3^{4.774}} \Rightarrow \boxed{C_{pB} = 789.9\ m}$$

• **Conduite déssableur – décanteur primaire**

On a :

Côte du radier du déssableur(A) : 788.3m ; hauteur d'eau : 1.6 m

$$C_{pA} = 789.9\ m$$

Côte du radier du bassin d'aération(B) : 787.2m ; Hauteur d'eau : 2 m

D'où :  $C_{pB} = 789.8$

$$L = 8.05\ m$$

Donc :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 8.05 * (0.227)^{1.77}}{(789.9 - 789.8)}} = 0.297\ m$$

$$D_c = 297\ mm \Rightarrow D_n = 300\ mm$$

$$D'ou\ on\ aura : C_{pB} = C_{pA} - \frac{0.001052 * 8.05 * 0.227^{1.77}}{0.3^{4.774}} \Rightarrow \boxed{C_{pB} = 789.88\ m}$$

• **Conduite décanteur primaire - bassin d'aération**

On a :

Côte du radier du décanteur (A) : 788,3m ; hauteur d'eau : 1,6m

$$C_{pA} = 789.9\ m$$

Côte du radier du bassin d'aération(B) : 785,2m ; Hauteur d'eau : 4 m

D'où :  $C_{pB} = 789.8$

$$L = 8.62\ m$$

Donc :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 8.62 * (0.227)^{1.77}}{(789.9 - 789.8)}} = 0.348\ m$$

$$D_c = 348\ mm \Rightarrow D_n = 400\ mm$$

$$D'ou\ on\ aura : C_{pB} = C_{pA} - \frac{0.001052 * 8.62 * 0.227^{1.77}}{0.3^{4.774}} \Rightarrow \boxed{C_{pB} = 789.84\ m}$$

• **Conduite bassin d'aération - clarificateur**

On a :

Côte du radier du bassin d'aération(A) : 785,7m ; hauteur d'eau : 4m

$C_{pA}=789,7m$

Côte du radier du clarificateur(B) :783,2m ;Hauteur d'eau : 2,7 m

D'où :  $C_{pB}:785,9$

$L= 5.75 m$

Donc :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 5.75 * (0.227)^{1.77}}{(789.7 - 785,9)}} = 0,151m$$

$D_c=151mm \Rightarrow D_n=200mm$

$$D'où on uraa : C_{pB}= C_{pA} - \frac{0.001052 * 5.75 * 0.227^{1.77}}{0.2^{4.774}} \Rightarrow C_{pB} = 788,7 m$$

• **Conduite clarificateur - bassin de désinfection**

On a :

Côte du radier du clarificateur(A) : 786 m ; hauteur d'eau : 2.7 m

$C_{pA}=788,7m$

Côte du radier du bassin de désinfection(B) :782,1m ;Hauteur d'eau : 3 m

D'où :  $C_{pB}:785,5$

$L=26.45m$

Donc :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 26.45 * (0.227)^{1.77}}{(788,7 - 785,1)}} = 0,208m$$

$D_c=208mm \Rightarrow D_n=300mm$

$$D'où on aura : C_{pB}= C_{pA} - \frac{0.001052 * 26.45 * 0.227^{1.77}}{0.3^{4.774}} \Rightarrow C_{pB} = 788,1m$$

**Tableau VI.2 : Côtes du radier et côtes piézométriques des différents ouvrages de la step**

Les ouvrages	Côte terrain naturel (m)	Côte du radier (m)	Plan d'eau (m)	Côte piézométrique (m)
Dégrilleur	788.3	789.3	0.7	790
Déssableur-déshuileur	787.3	788.3	1.6	789.9
Décanteur primaire	786.8	787.8	1.6	789.88
Bassin d'aération	784.7	785.7	4	789.84
Clarificateur	784	786	2.7	788.7
Bassin de désinfection	783.1	785.1	3	788.1

## **Conclusion**

Dans ce chapitre on a dimensionné le déversoir d'orage qui sert à déverser les eaux qui dépassent la capacité de notre STEP pour assurer le bon fonctionnement des différents ouvrages, ainsi que les conduites reliant ces ouvrages.

# **Chapitre VII**

## **Gestion et exploitation de la STEP**

## **Introduction**

Pour assurer le bon fonctionnement, et la préservation en parfaite état les différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, il faut garantir une gestion qui convient et un entretien quotidien. L'objectif de ce chapitre est, d'expliquer les tâches principales d'exploitions pour une bonne gestion d'une station d'épuration.

La gestion et la surveillance de la future station d'Ain Bessam doit être organisé en trois fonctions principales :

- Une fonction exploitation.
- Une fonction maintenance.
- Une fonction laboratoire.

### **a. Exploitation**

Si des équipes chargée à l'organisation du travail qui assure la surveillance du fonctionnement de la station ; et l'entretien des ouvrages.

### **b. Maintenance**

La structure de maintenance assure l'ensemble des opérations d'entretien préventif et intervient sur les équipements (mécaniques, Electromécaniques et hydrauliques).

### **c. Laboratoire**

Le laboratoire a pour mission principale le contrôle de la qualité des eaux à l'entrée et à la sortie (avant et après l'épuration). Il effectue l'ensemble des analyses nécessaires au contrôle et à la régulation du processus d'épuration.

## **VII .2. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station**

Un certain nombre de mesures et de contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station doivent être effectués, dont les principaux sont :

- Mesure de la turbidité
- Mesure de pH et de la température,
- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO<sub>5</sub>)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Mesure de la quantité de la quantité des sels nutritifs (azote et phosphore)
- Recherche des substances toxiques
- Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs).
- Mesure concernant les boues.

### **VII.2.1. Mesure de la turbidité**

Ce test nous permet d'avoir le degré d'épuration atteint après la décantation secondaire. L'épreuve la plus couramment utilisée est cependant l'évaluation de la transparence de l'effluent traité à l'aide d'un disque de SECHEL. Ce disque de 0,50 cm, sera plongé

lentement dans l'eau. Le niveau d'eau (h) repéré sur la tige métallique graduée fixée au centre du disque, nous renseignera sur la qualité de l'eau selon ces données.

- $h < 20\text{cm}$  → l'eau est mauvaise ;
- $40 < h < 50$  → l'eau est bonne ;
- $h < 60$  → l'eau est très bonne.

### **VII.2.2. Mesure de la teneur en oxygène dissous**

La mesure de la teneur en oxygène dissous est réalisée à l'aide d'une sonde palargraphique (sonde à oxygène) dans le bassin d'aération 15 mn après la mise en route des systèmes d'aération. Le but de cette opération est de :

- Mesurer une concentration moyenne en oxygène dissous comprise entre 0,50 et 2 mg/l,
- Suivre l'évolution de la teneur en oxygène dissous après l'arrêt des dispositifs d'aération.

### **VII.2.3. Mesure de pH et température**

La mesure de pH est indispensable et cela pour connaître le degré d'alcalinité et d'acidité du milieu.

La mesure du pH doit être faite à l'entrée de la station et cela pour prendre toutes les mesures pour le bon fonctionnement des ouvrages.

Pour maintenir la température nécessaire aux bactéries et surtout durant la période froide la mesure de la température est très recommandée.

### **VII.2.4. Mesure concernant les boues**

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- ✓ Le taux de recirculation des boues ;
- ✓ Le taux d'aération ;
- ✓ Le taux des boues en excès.

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS/l. Si :

- $MVS > 3\text{g/l}$  on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération.
- $MVS < 3\text{g/l}$  on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération.

## **VII .3. Contrôle de fonctionnement**

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs....etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeint en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.



Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par an des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

### **VII.3.1. Contrôle journalier**

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- ✓ le test de décantation et de turbidité.
- ✓ les odeurs.
- ✓ les couleurs des boues.

Le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire,

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

### **VII.3.2 Contrôles périodiques**

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- ✓ une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- ✓ une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).
- ✓ une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- ✓ une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- ✓ des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

## **VII.4. Entretien des ouvrages**

### **VII.4.1 Les pré-traitements**

Le bon fonctionnement des ouvrages constituant les pré-traitements est important quelle que soit la taille de la station. Leur défaillance a une incidence négative sur le rendement épuratoire global. Même si ces équipements ont des rendements modestes en termes d'abattement de pollution, ils ont une fonction majeure de protection des équipements situés en aval.

En règle générale, les principales recommandations sont la limitation des temps de séjour de l'eau dans les ouvrages et l'extraction rapide des refus de traitement.

#### **VII .4.1.1 Le dégrilleur**

- ✓ Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux.
- ✓ Noter les quantités de refus journalier.
- ✓ vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- ✓ vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

#### **VII .4.1.2 Déssableur-déshuileur**

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- ✓ vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.
- ✓ vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement.
- ✓ faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

#### **VII .4.2.Le traitement primaire**

La présence d'un décanteur primaire est un facteur favorable au développement des bactéries filamenteuses pour deux raisons principales :

- le faible lestage du floc par diminution de la fraction particulaire ;
- l'état de carence nutritionnelle (carbone).
- aggravée pour les bactéries du floc du bassin d'aération.

Une extraction régulière des boues est nécessaire afin de maintenir un faible volume de boue en fond du décanteur. Le maintien d'une concentration en boue inférieure à  $15 \text{ g} \cdot \text{l}^{-1}$  permet de limiter le temps de séjour de la boue.

Le décanteur primaire ayant souvent vocation à être une étape de finition des pré-traitements, les flottants devront être évacués régulièrement vers la filière boue et non retournés en tête de station.

En cas de sous-charge de l'installation et dans la mesure du possible, il est fortement souhaitable de by passer cet ouvrage. Dans ce cas, il est important de veiller au bon fonctionnement des étapes du pré-traitement et de maîtriser l'aération dans le bassin d'aération.

#### **VII.4.3 Bassin d'aération**

- ✓ Chaque jour contrôler et intervenir 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.4.4 Clarification**

- ✓ Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- ✓ Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes.
- ✓ Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- ✓ Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

#### **VII.4.5 Désinfection des eaux épurées**

- ✓ Maintenir le poste en état de propreté.
- ✓ Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- ✓ Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration.
- ✓ Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.
- ✓ Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

#### **VII.4.6 Lits de séchage**

- ✓ Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser 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, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- ✓ Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refait complètement, 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.

#### **VII.4.7 Epaisseur**

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- ✓ Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.
- ✓ Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux sur versées et des boues épaissies.
- ✓ Relever les volumes des boues soutirées des épaisseur.
- ✓ Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

#### **Conclusion**

Le personnel exploitant d'une station d'épuration reçoit une formation pluridisciplinaire qui doit lui permettre d'accomplir efficacement toutes les tâches citées dans ce chapitre :

- Surveillance des eaux usées et traitées.
- Réglage des paramètres de fonctionnement de l'épuration primaire et biologique.

# **Conclusion Générale**

## Conclusion générale

Afin de remédier aux problèmes générés par les eaux usées, et ses effets néfastes sur l'environnement et les différents cours d'eaux existants, il vient de noter au terme de ce travail, que la conception de la station d'épuration au sein de la ville de Timgad semble être la meilleure alternative.

En effet, ce projet il vise à concevoir une station d'épuration à boues activées vu que les eaux rejetées sont biodégradables, car les analyses ont révélé rapport DCO/DBO5 dans les normes, elles ne nécessitent qu'un traitement biologique et la forte concentration qui s'y présente par l'azote. Et pour cette dernière cause, on a fait une étude pour deux variantes.

Pour notre projet le choix du procédé d'épuration a porté sur les boues activées, car il demeure actuellement le plus utilisé, il nécessite des surfaces plus réduites et assure une meilleure qualité de l'effluent rejeté avec de bon rendements épuratoires ; Quant au choix de la variante il s'est arrêté sur la variante à moyenne charge car c'est la variante qui donne un meilleur rendement épuratoire, avec celui d'élimination de l'azote, et ce en raison de la qualité de l'effluent ainsi que la taille de l'agglomération et aussi la taille des ouvrages qui pourront être accueillis par le terrain choisis à cet effet. Les agriculteurs de la région pourront bénéficier de ce fait des eaux épurées ainsi que des boues d'épurations.

C'est donc un grand espoir que nous portons pour la réalisation de cette station et dont le présent travail servira de document d'inspiration mais il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et même sa durée de vie sont étroitement liées à l'entretien et à la gestion de celle-ci, raison pour laquelle beaucoup de stations sont aujourd'hui inexploitées à cause de ce problème.

## Références bibliographiques

[1] **Belah K ; 2011** : Conception de la station d'épuration de la ville d'Azazga (W.Tizi- Ouzou). Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH Blida Algérie. 148p.

[2] **Surberg-marecleau** : Site Surbeg-marecleau projet life [en ligne]. <http://www.Surbeg-marecleau.eu/projet-life-marecleau/le-projet>.

[3] **ABDELKADER, G**; Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 1 et 2, OPU, Alger,1984.23p.

**Office international de l'eau**, conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\DOCPDA~1\Traitement par boues activées RP F7.doc\05/04/2005.

**Beadry, J P** , 1992 le griffon d'argil " chimie des eaux" Tome I EdEYROLLES. Paris.

**DEGREMONT, 2005** : Mémento technique de l'eau, Tome I et II, édition ducinquantaire, paris.785p

**AKROUR Zehira et AOUDAD Sonia**, étude des performances et des procédés d'un système d'épuration en vue de la réalisation d'une STEP cas de sous bassin versant Mechtras. MFE (ingénieur) U.M.M.T.O promotion 2005/2006.

**OLIVIER, A, et All**; Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FNDAEn°22Document technique.

**E. Edeline**, L'épuration biologique des eaux : théorie et technologie des reacteurs –Paris : Lavoisier-Tec &Doc, 1996.- 303p.

**ROGER Pujol, ALAIN Vachon et GY Martin**, guide technique sur le foisonnement des boues activées. Fonds national pour le développement des adductions d'eau sous-direction du développement rural 19.avenue de Maine. 75015 Paris, octobre 1990.

**HOULI S**, thèse : étude des performances épuratoires de la station d'épuration de Béni Merad W. Blida-octobre 1990.

**Claude, C**; Techniques appliquées au traitement de l'eau, Edition Ellipses, 1999.p245.



## ANNEXE 1

### **I– MESURE DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES**

#### **I. 1 – Mesure du pH**

La mesure du pH est effectuée en plongeant directement l'électrode combinée dans le milieu considéré. Nous avons utilisé un pH mètre de terrain, la précision est estimée à 1/10 d'unité pH.

#### **I. 2 – Les matières en suspension M.E.S**

Filtration dans une centrifugeuse à une vitesse de 4.500 trs/mn pendant 20 mn, puis séchage dans une étuve à 105 °C pendant 24 heures. Le poids est déterminé par pesée sur balance électronique.

#### **I. 3 – La demande biochimique en oxygène DBO**

L'échantillon d'eau introduit dans une enceinte thermostatée est mis à incuber à une température de 50 °C en présence d'air pendant 5 jours. Les micro-organismes présents consomment l'oxygène dissous qui est remplacé en permanence par de l'oxygène en provenance du volume d'air situé au-dessus de l'échantillon à analyser. L'anhydride carbonique formé est piégé par l'hydroxyde de potassium.

#### **II. 4 – Demande chimique en oxygène**

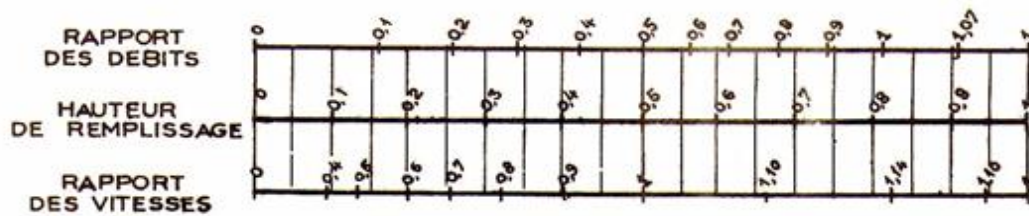
La demande chimique en oxygène DCO est déterminée par la méthode proposée par l'organisation internationale de normalisation Iso 6060. Le principe de la mesure est basé sur la minéralisation de l'échantillon en présence de sulfate de mercure II, d'une quantité connue de dichromate de potassium et d'un catalyseur à l'argent en milieu fortement acidifié par l'acide sulfurique pendant 2 heures ; temps durant lequel une partie du dichromate est réduite par les matières oxydables présentes ; l'excès de dichromate est titré par une solution de sulfate de fer II et d'ammonium en présence d'un indicateur coloré (phénantroline).



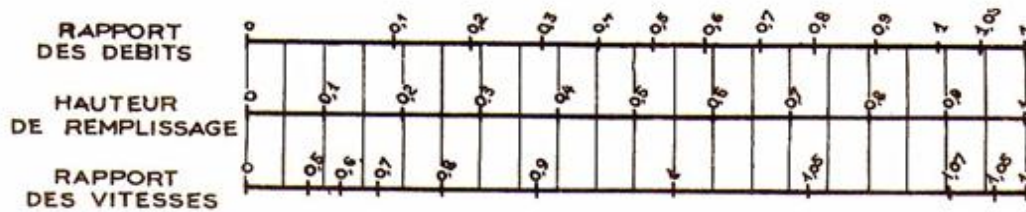
## ANNEXE 2

### VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

#### a) Ouvrages circulaires



#### b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

# ANNEXE 3

## RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

