

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR  
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUT"



المدرسة الوطنية العليا للري  
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique*

**Option : REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELES**

**THEME :**

**Conception d'une station d'épuration par lagunage aéré  
de la ville de KHEMISTI (W.TISSEMSILT)**

**Présenté par :**

**BOUDOUMI BARKAHOUM**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mme DJOUDAR Dahbia	M.C.A	Présidente
Mme BETATACHE Hayat	M.C.B	Examinatrice
Mme TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
Mme MEDJDOUB Sonia	M.A.A	Promotrice

Session : Novembre 2020

# *Remerciements*

*Je remercie tout d'abord Allah le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce travail dans ces conditions.*

*Je tiens à remercier Mme LEULMI Sonia, ma promotrice de projet de fin d'étude, qui m'a suivie tout au long de cette période et m'a conseillée sur l'orientation que celui-ci devrait prendre.*

*Un très grand merci à Monsieur CHERGUI.I chef service d'assainissement à la DRE de la wilaya de TISSEMSILT, pour sa collaboration en me fournissant des données précises sur mon travail.*

*Mes remerciements s'adressent également à toute l'équipe de l'ENSH qui a contribué de près ou de loin à ma formation.*

*Je remercie également les membres de la bibliothèque de l'ENSH, pour leurs précieuses aides.*

*En puis merci à ma famille et tous mes amis qui m'ont encouragés et contribués de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Enfin un grand respect aux membres du jury qui j'ai toute l'honneur de vous présenter ce travail.*

*Merci*

*Boudoumi Barkahoum*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à mes chers parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études, je ne les remercierai jamais assez (maman et papa que Dieu me les garde) ;*

*A mes chères sœurs et mon cher frère, pour leur appui et encouragement que Dieu les préserve ;*

*A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.*

*A ma promotrice M<sup>me</sup> Leulmi, pour ces conseils ;*

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

*Au personnel de la DRE et l'ONA de la wilaya de TISSEMSILT ;*

*A toute ma promotion 2020 sans exception ;*

*A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.*

***B.BARKAHOUM***

## ملخص:

يتم تصريف المياه المستعملة المنزلية من مدينة خميستي مباشرة إلى الوادي، مما يشكل خطراً كبيراً على صحة الإنسان والبيئة، لذلك من الضروري بناء محطة معالجة من أجل حماية البيئة المستقبلية. يعتمد اختيار التنقية على عدة عوامل، على وجه الخصوص، السكان، والتدفق، والحمل العضوي، وتكلفة التشغيل... الهدف من هذا العمل هو معرفة عملية التطهير المناسبة لهذه المدينة بعد دراسة مقارنة لعمليتين، ثم تحديد ابعاد جميع منشآت محطتنا.

**الكلمة الأساسية:** محطة معالجة مياه الصرف الصحي، بحيرة طبيعية، بحيرة مهواة، تصميم

## Résume :

Les eaux usées domestiques de la ville de KHEMISTI sont rejetées directement dans l'oued, ce qui présente un grand danger pour la santé humaine ainsi pour l'environnement, donc il nécessaire de construire une station d'épuration afin de protéger le milieu récepteur. Le choix d'une technique d'épuration dépend de plusieurs facteurs, notamment, la population, le débit, la charge organique, le coût de l'exploitation...

Le but de ce travail est de savoir le procédé d'épuration adéquat pour cette ville après une étude comparative de deux procédés, puis le dimensionnement de tous les ouvrages de notre station.

**Mot clé :** Station d'épuration, lagunage naturel, lagunage aéré, dimensionnement

## Abstract :

Domestic wastewater from the city of KHEMISTI is discharged directly into the wadi, which presents a great danger to human health and the environment, so it is necessary to build a treatment plant in order to protect the receiving environment. The choice of a purification technique depends on several factors, in particular, the population, the flow, the organic load, the cost of operation.

The goal of this work is to know the appropriate purification process for this city after a comparative study of two processes, then the sizing of all the works of our station.

**Key words:** wastewater treatment plant, natural lagoon, aerated lagoon, dimensioning

# *Sommaire*

## **Introduction générale**

### **CHAPITRE I : Généralités sur les eaux usées**

#### Introduction

I.1. Définition .....	1
I.2. Origine des eaux usées.....	1
I.2.1. Origine industrielle .....	1
I.2.2. Origine domestique .....	2
I.2.3. Origine agricole .....	2
I.3. Caractéristiques des eaux usées .....	3
I.3.1. Les paramètres physico-chimiques.....	3
I.3.2. Les Paramètres Bactériologiques.....	6
I.4. Procédé d'épuration des eaux usées.....	6
I.4.A. Les méthodes classiques de traitements.....	7
I.4.A.1. Les prétraitements.....	7
I.4.A.2. Le traitement primaire.....	8
I.4.A.3. Le traitement secondaire.....	9
I.4.A.3.1. L'élimination de l'ammoniaque : la nitrification.....	9
I.4.A.3.2. L'élimination des nitrates : la dénitrification .....	10
➤ Techniques de l'épuration biologique .....	10
a) Lits bactériens .....	10
b) Disques biologiques .....	11
c) Boues activées.....	12
d) L'épandage.....	13
I.4.A.4. Le traitement tertiaire.....	14
I.4.A.4.1. La déphosphatation .....	14
I.4.A.4.2. La désinfection .....	14
I.4.A.5. Le traitement des boues .....	15
I.4.A.5.1. Epaissement des boues .....	15
I.4.A.5.2. La déshydratation .....	16
I.4.A.5.3. Incinération des boues.....	16
I.4.B. Traitement par lagunage ou la phytoépuration.....	17

I.4.B.1. Le principe général de lagunage .....	17
I.4.1. Choix de procédé de traitement.....	19
I.6. Normes OMS et normes Algériennes .....	19
I.6.1. Normes OMS .....	19
I.6.2. Normes Algériennes .....	20
I.7. La réutilisation des eaux usées.....	20
I.7.1. Les principales voies de la réutilisation.....	20
I.8. Effets d'un rejet d'eaux usées sur les milieux récepteurs .....	21
I.8.1. Effets sur le sol .....	21
I.8.2. Effets sur les eaux souterraines .....	21
I.8.3. Effet sur les eaux superficielles .....	21

Conclusion

## **CHAPITRE II : Généralités sur le lagunage**

Introduction

II.1. Définition du lagunage (phytoépuration) .....	22
II.2. Le principe général de lagunage .....	22
II.3. Principaux procédés de lagunage .....	22
II.3.A. Le lagunage naturel.....	23
II.3.A.1. Définition.....	23
II.3.A.2. Mode de fonctionnement .....	23
II.3.A.3. Types de bassins .....	23
II.3.B. Le lagunage aéré .....	25
II.3.B.1. Définition .....	25
II.3.B.2. Mode de fonctionnement .....	25
II.3.B.3. Type des bassins .....	26
II.4. Construction des lagunes .....	27
II.5. Les organismes présents dans les bassins de lagunage .....	25
II.5.1. Bactéries exogènes .....	28
II.5.2. Bactéries endogènes .....	28
II.5.3. Les bactéries microphytes ou phytoplancton .....	28
II.5.3.1. Zooplancton.....	29
II.6. Les nuisances environnementales .....	30
II.7. Contraintes d'exploitation .....	30

Conclusion

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

### Introduction

III.1. Localisation .....	31
III.2. Relief .....	32
III.3. Climatologie .....	32
III.3.1. La température .....	32
III.3.2. La pluviométrie .....	33
III.3.3. Le vent.....	34
III.3.4. L'humidité.....	35
III.3.5. L'insolation .....	35
III.4. Hydrographie.....	36
III.4.1. Potentialités en eaux souterraines et superficielles .....	36
III.5. Géologie .....	36
III.5.1. Sismicité de la région .....	38
III.6. Population et urbanisme .....	39
III.6.1. Population .....	39
III.7. Situation de l'assainissement .....	39
III.7.1. Rejet de la zone Ouest .....	39
III.7.2. Rejet de la zone Est .....	40
III.8. Situation de l'AEP.....	40
III.9. Situation sociale .....	41
III.9.1. Activités agricoles .....	41
III.9.2. Activités industrielles.....	41
III.9.3. Activité touristique.....	41

### Conclusion

## CHAPITRE IV : Estimation des données de base

### Introduction

IV.1. Prélèvement et échantillonnage .....	42
IV.2. Résultat des analyses pour le 1 <sup>er</sup> rejet .....	43
IV.3. Résultat des analyses pour le 2 <sup>ème</sup> rejet.....	44
IV.4. Interprétation des résultats .....	45
IV.5. Estimation des débits des eaux usées.....	46
IV.5.1. Débit moyen journalier : $Q_{mj}$ ( $m^3/j$ ) .....	47
IV.5.2. Débit moyen horaire : $Q_{moy,h}$ ( $m^3/h$ ) .....	47

IV.5.3. Débit diurne : $Q_d$ (m <sup>3</sup> /h) .....	47
IV.5.4. Débit de pointe par temps sec : $Q_{pt,s}$ (m <sup>3</sup> /h) .....	47
IV.5.5. Débit de pointe par temps de pluie : $Q_{ptp}$ .....	48
IV.6. Estimation de la charge polluante .....	49
IV.6.1. Charge moyenne journalière en DBO5 ( $L_{DBO5}$ ) .....	49
IV.6.2. Charge moyenne des matières en suspension ( $L_{MES}$ ) .....	49
IV.6.3. Charge moyenne en DCO( $L_{DCO}$ ) .....	49
IV.6.4. Charge moyenne de l'azote .....	49

Conclusion

## **CHAPITRE V : Etude variantes**

Introduction

V.1. Dimensionnement des bassins de lagunage.....	51
V.1.A. Variante I : lagunage aéré .....	51
V.1.A.1. Filière épuratoire .....	51
V.1.A.2. Dimensionnement définitif (pour l'horizon 2040) .....	58
V.1.A.2.1. Bassin d'aération .....	52
V.1.A.2.2. Bassin de décantation .....	52
V.1.A.2.3. Bassin de finition.....	53
V.1.A.3. Fourniture d'oxygène.....	53
V.1.A.4. Procédé d'aération .....	53
V.1.A.5. Surface au sol .....	54
V.1.A.6. Fiabilité.....	54
V.1.A.7. Appréciation globale.....	54
V.1.B. Variante II : Le lagunage naturel .....	54
V.1.B.1. Filière épuratoire.....	54
V.1.B.2. Dimensionnement définitif (2040) .....	55
V.1.B.2.1. Bassin anaérobie .....	55
V.1.B.2.2. Bassin aérobie .....	56
V.1.B.2.3. Bassins de finition.....	57
V.1.B.3. Fourniture en oxygène.....	58
V.1.B.4. Surface au sol.....	58
V.1.B.5. Coût d'exploitation .....	58
V.1.B.6. Fiabilité.....	58
V.1.B.7. Appréciation globale .....	58



V.2. Recommandation.....	58
--------------------------	----

Conclusion

## **CHAPITRE VI : dimensionnement de la station d'épuration**

Introduction

VI.1. Recommandation pour le choix de site d'implantation .....	60
VI.2. Dimensionnement des ouvrages de la station .....	60
VI.2.A. Ouvrages de prétraitement.....	60
VI.2.A.1. Dégrillage .....	60
VI.2.A.1.1. Types de dégrillage.....	61
VI.2.A.1.2. Base de calculs du dimensionnement du dégrilleur.....	61
VI.2.A.1.3. Critères de conception .....	61
VI.2.A.1.4. Pertes de charge ( $\Delta h$ ) .....	62
VI.2.A.1.5. Le volume refus annuel du dégrilleur .....	64
VI.2.A.2. Dessablage.....	65
VI.2.A.2.1. Le volume total.....	65
VI.2.A.2.2. Volume du sable retenu .....	66
VI.2.A.2.3. Evacuation des sables du dessableur.....	66
VI.2.A.2.4. Injection d'air .....	67
VI.2.A.2.5. Calcul des charges polluantes à la sortie du dessableur.....	67
VI.2.B. Traitement biologique .....	69
VI.2.B.1. Récapitulation du dimensionnement de lagunes aérées.....	70
VI.2.B.2. Charge et rendement pour chaque bassin (Horizon 2040) .....	71
VI.2.B.2.1. Modèle de calcul .....	71
VI.2.B.2.2. Charge volumique .....	71
VI.2.B.2.3. Charge surfacique.....	72
VI.2.B.3. Aération.....	72
VI.2.B.3.1. Calcul des besoins en énergie dans les lagunes d'aérations ( $p_m$ ) .....	72
VI.2.B.3.2. La puissance totale des aérateurs .....	73
VI.2.B.3.3. Déterminations du nombre des aérateurs .....	73
VI.2.B.3.4. Choix des aérateurs .....	73
VI.2.B.3.5. Calcul de la puissance apparente nécessaire.....	75
VI.2.C. Traitement des boues.....	76
VI.2.C.1. Déshydratation des boues .....	76
VI.2.C.2. Dimensionnement du lit de séchage.....	76

VI.2.C.2.1. Calcul du volume de boue.....	76
VI.2.C.2.2. Calcul de la surface totale des lits de séchage.....	76
VI.2.C.2.3. Calcul de la surface de chaque bassin .....	76
VI.2.C.2.4. Volume de chaque bassin.....	76
VI.2.C.3. Analyse de la production de boues.....	77
VI.2.C.4. L'enlèvement des boues.....	78

Conclusion

## **CHAPITRE VII : Calcul hydraulique**

Introduction

VII.1. Dimensionnement du Déversoir à l'entrée de la station .....	79
VII.1.1. Définition du déversoir d'orage .....	79
VII.1.2. Mode de fonctionnement .....	79
VII.1.3. Dimensionnement.....	90
❖ Détermination du débit des eaux pluviales .....	80
❖ Détermination du débit des eaux usées .....	80
❖ Evaluation du débit amont du déversoir .....	80
❖ Evaluation du débit aval du déversoir.....	80
❖ Evaluation du débit déversé $Q_{dév}$ .....	81
❖ Détermination des dimensions du seuil déversant .....	81
VII.2. Dimensionnement de la conduite de fuite.....	83
VII.3. Profil hydraulique.....	83
VII.3.1. Perte de charge, diamètre et la longueur des conduites reliant les ouvrages de la STEP.....	83
VII.3.2. Cotes moyennes du terrain naturel des ouvrages.....	84
VII.4. Dimensionnement de la conduite vers le rejet final.....	88

Conclusion

## **CHAPITRE VIII : Cout de réalisation**

Introduction

VIII.1. Coût d'investissement .....	90
VIII.1.1. Coût de terrassement.....	90
VIII.1.2. Coût d'excavation .....	91
VIII.1.3. Coût de la géo-membrane .....	91
VIII.1.4. Coût du béton armé .....	91

VIII.1.5. Coût totale du génie civil.....	93
VIII.1.6. Coût des voiries et réseaux divers (VRD) .....	93
VIII.1.7. Coût des aérateurs .....	93
VIII.1.8. Coût total des investissements de la station.....	93
VIII.1.9. Le coût total de l'investissement avec TVA .....	94
VIII.2. Coût de fonctionnement.....	94
VIII.2.1. Coût de main d'œuvre .....	94
VIII.2.2. Coût de l'énergie électrique.....	94
VIII.2.3. Le coût annuel de l'énergie électrique.....	95
VIII.2.4. Coût de renouvellement du matériel électromécanique .....	95
VIII.2.5. Coût des frais financiers.....	95
VIII.2.6. Coût de fonctionnement total.....	95
VIII.3. Calcul du prix du m <sup>3</sup> d'eau traitée.....	95
VIII.3.1. Coût d'amortissement annuel .....	95
VIII.4. Coût total de la station.....	96
VIII.5. Coût de m <sup>3</sup> d'eau épurée .....	96
Conclusion	

## **CHAPITRE IX : Gestion et exploitation de la STEP**

### Introduction

IX.1. Bâtiments et ouvrages annexes.....	98
IX.1.1. Bâtiment d'exploitation.....	98
IX.1.2. Loge gardien .....	98
IX.1.3. AEP .....	98
IX.1.4. Eclairage.....	98
IX.1.5. Clôture .....	99
IX.2. Contrôle de fonctionnement.....	99
IX.2.1. Contrôle journaliers .....	99
IX.2.2. Contrôles périodiques .....	100
IX.3. Entretien et surveillance des ouvrages.....	100
IX.3.1. Entretien du prétraitement.....	100
IX.3.2. Entretien des digues .....	101
IX.3.3. Fauchage de la ceinture végétale autour du plan d'eau .....	101
IX.3.4. Le curage des lagunes .....	101

IX.3.5. Lutte contre les lentilles d'eau .....	103
IX.3.6. Elimination des flottants.....	103
IX.3.7. Drainage gaz sous géomembrane .....	103
IX.4. Recommandations pour l'exploitation .....	104
IX.5. Hygiène et sécurité dans le travail.....	104
IX.5.1. Sur le plan de l'hygiène.....	105
IX.5.2. Sur le plan de la sécurité.....	105
IX.6. Disposition générale .....	107

Conclusion

**Conclusion générale**

## LISTE DES FIGURES

Figure	Titre	Page
<b>CHAPITRE I : Généralités sur les eaux usées</b>		
<b>Figure I.1</b>	Les étapes du prétraitement	<b>08</b>
<b>Figure I.2</b>	Schéma d'un décanteur primaire	<b>09</b>
<b>Figure I.3</b>	Fonctionnement du lit bactérien	<b>10</b>
<b>Figure I.4</b>	Traitement par disques biologiques	<b>12</b>
<b>Figure I.5</b>	Traitement secondaire par boues activées	<b>13</b>
<b>Figure I.6</b>	Désinfection par UV	<b>14</b>
<b>Figure I.7</b>	Désinfection par ozonation	<b>15</b>
<b>Figure I.8</b>	Schéma de fonctionnement d'une station d'épuration classique	<b>17</b>
<b>Figure I.9</b>	Principe de fonctionnement du lagunage	<b>18</b>
<b>CHAPITRE II : Généralités sur le lagunage</b>		
<b>Figure II.1</b>	Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel	<b>23</b>
<b>Figure II.2</b>	Coupe d'un bassin de lagunage	<b>25</b>
<b>Figure II.3</b>	Système d'épuration par lagunes aérées	<b>26</b>
<b>CHAPITRE III : Présentation de la zone d'étude</b>		
<b>Figure III.1</b>	Plan de situation de la zone d'étude	<b>31</b>
<b>Figure III.2</b>	Variation des Températures	<b>32</b>
<b>Figure III.3</b>	Moyennes Mensuelles des précipitations	<b>33</b>
<b>Figure III.4</b>	variation du vent	<b>34</b>
<b>Figure III.5</b>	Répartition de l'humidité	<b>35</b>
<b>Figure III.6</b>	Insolation mensuelle	<b>36</b>
<b>Figure III.7</b>	Carte de zonage sismique du Territoire National	<b>37</b>
<b>Figure III.8</b>	Courbe de croissance de la population	<b>38</b>
<b>CHAPITRE V : Etude variantes</b>		
<b>Figure V.1</b>	Schéma global de la répartition de lagunes aérées	<b>51</b>
<b>Figure V.2</b>	Schéma global de la répartition de lagunes naturelles	<b>54</b>
<b>CHAPITRE VII : Calcul hydraulique</b>		
<b>Figure VII.1</b>	Schéma du déversoir d'orage	<b>79</b>
<b>CHAPITRE IX : Gestion et exploitation de la STEP</b>		
<b>Figure XI.1</b>	Gonflement de la géomembrane	<b>103</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Titre	Page
	<b>CHAPITRE I : Généralités sur les eaux usées</b>	
<b>Tableau I.1</b>	Les normes internationales selon l'organisation mondiale de la santé respective pour les eaux usées	<b>18</b>
<b>Tableau I.2</b>	Normes de rejets en Algérie	<b>20</b>
	<b>CHAPITRE III : Présentation de la zone d'étude</b>	
<b>Tableau III.1</b>	Répartition de la Température	<b>32</b>
<b>Tableau III.2</b>	Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle	<b>33</b>
<b>Tableau III.3</b>	Vitesse moyenne et maximale du vent	<b>34</b>
<b>Tableau III.4</b>	Répartition mensuelle et annuelle de l'humidité relative (%)	<b>35</b>
<b>Tableau III.5</b>	Insolation mensuelle	<b>35</b>
<b>Tableau III.6</b>	La croissance de la population	<b>38</b>
<b>Tableau III.7</b>	Constitution de réseau d'assainissement de la ville de KHEMISTI OUEST	<b>39</b>
<b>Tableau III.8</b>	Constitution de réseau d'assainissement de la ville de KHEMISTI EST	<b>39</b>
<b>Tableau III.9</b>	Forage et adduction alimentant la ville de KHEMISTI	<b>39</b>
<b>Tableau III.10</b>	les besoins en AEP de la ville de KHEMISTI	<b>40</b>
<b>Tableau III.11</b>	Stockage de la ville de KHEMISTI	<b>40</b>
	<b>CHAPITRE IV : Estimation des données de base</b>	
<b>Tableau IV.1</b>	Normes de pollution des eaux usées qui arrivent à la station d'épuration	<b>42</b>
<b>Tableau IV.2</b>	Résultats des analyses physico-chimiques	<b>43</b>
<b>Tableau IV.3</b>	Les résultats des analyses bactériologiques	<b>44</b>
<b>Tableau IV.4</b>	Résultats des analyses physico-chimiques	<b>44</b>
<b>Tableau IV.5</b>	Les résultats des analyses bactériologiques	<b>45</b>
<b>Tableau IV.6</b>	Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement	<b>48</b>
<b>Tableau IV.7</b>	Récapitulatif des charges polluantes.	<b>50</b>
	<b>CHAPITRE V : Etude variantes</b>	
<b>Tableau V.1</b>	Charge volumique et le rendement de la DBO <sub>5</sub>	<b>55</b>
<b>Tableau V.2</b>	Evaporation moyenne mensuelle	<b>57</b>
	<b>CHAPITRE VI : Dimensionnement de la station d'épuration</b>	
<b>Tableau VI.1</b>	Critères de conception des dégrilleurs	<b>61</b>
<b>Tableau VI.2</b>	Valeurs de « e » et « d » pour les grilles grossières et fines	<b>62</b>

<b>Tableau</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>Tableau VI.3</b>	Valeurs du coefficient $\beta$ en fonction de la forme des barreaux	<b>63</b>
<b>Tableau VI.4</b>	Comparaison des procédés d'évacuation de sable	<b>66</b>
<b>Tableau VI.5</b>	Récapitulation de dimensionnement du prétraitement	<b>68</b>
<b>Tableau VI.6</b>	Récapitulation du dimensionnement de lagunes aérées	<b>70</b>
<b>Tableau VI.7</b>	Différentes valeurs de K en fonction de la nature de l'effluent	<b>71</b>
<b>Tableau VI.8</b>	les valeurs de $C_m$ et $C_v$ pour la déférente charge	<b>71</b>
<b>Tableau VI.9</b>	charge et rendement pour chaque bassin	<b>72</b>
<b>Tableau VI.10</b>	Les caractéristiques des aérateurs	<b>75</b>
<b>Tableau VI.11</b>	Caractéristiques du lit de séchage	<b>77</b>
<b>Tableau VI.12</b>	Production annuel de boues	<b>77</b>
<b>CHAPITRE VII : Calcul hydraulique</b>		
<b>Tableau VII.1</b>	les dimensions du déversoir d'orage.	<b>82</b>
<b>Tableau VII.2</b>	Les valeurs de K, m et $\beta$	<b>84</b>
<b>Tableau VII.3</b>	Côtes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station	<b>84</b>
<b>Tableau VII.4</b>	Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP	<b>85</b>
<b>Tableau VII.5</b>	les côtes du radier des ouvrages de la STEP	<b>86</b>
<b>Tableau VII.6</b>	Récapitulatif des différents diamètres et cotes des ouvrages de la STEP	<b>88</b>
<b>CHAPITRE VIII : Cout de réalisation</b>		
<b>Tableau VIII.1</b>	Le coût de terrassement de chaque ouvrage	<b>90</b>
<b>Tableau VIII.2</b>	Le coût d'excavation de chaque ouvrage	<b>91</b>
<b>Tableau VIII.3</b>	Le coût de revêtement en géo-membrane de chaque ouvrage	<b>91</b>
<b>Tableau VIII.4</b>	Le coût du béton armé de chaque ouvrage	<b>92</b>
<b>Tableau VIII.5</b>	Cout énergétique électrique	<b>94</b>
<b>Tableau VIII.6</b>	récapitulation du cout de réalisation de notre future station	<b>96</b>
<b>CHAPITRE IX : Gestion et exploitation de la station d'épuration</b>		
<b>Tableau IX.1</b>	Consignes d'exploitation du lagunage aéré	<b>104</b>

## LISTE DES ABREVIATIONS

<b>Symboles</b>	<b>Désignations</b>
<b>ERU</b>	Eau résiduaire urbaine.
<b>EU</b>	Eau usée.
<b>EP</b>	Eau pluviale.
<b>PH</b>	Potentiel d'hydrogène.
<b>MES</b>	Matière en suspension.
<b>MVS</b>	Matière volatile en suspension.
<b>MMS</b>	Matière minérale en suspension.
<b>DCO</b>	Demande chimique en oxygène.
<b>DBO5</b>	Demande biochimique en oxygène.
<b>ONM</b>	Office nationale de métrologie.
<b>ONS</b>	Office nationale des statistiques.
<b>ANRH</b>	Agence nationale des ressources hydrauliques.
<b>DRE</b>	Direction des ressources en eau.
<b>ONA</b>	Office nationale d'assainissement.
<b>DPAT</b>	Direction de planification et d'aménagement du territoire.
<b>AEP</b>	Alimentation en eau potable.
<b>STEP</b>	Station d'épuration.



## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N°01** : Plan de situation de la ville de KHEMISTI.

**Planche N°02** : Proposition des variantes.

**Planche N°03** : Profil hydraulique.

**Planche N°04** : Schéma détaillé des différents ouvrages de la station.

A decorative border resembling a scroll, with a blue outline and rounded corners. The border is wider on the left side, creating a scroll-like effect.

# **Introduction générale**

## Introduction générale

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

Les eaux usées comprennent les eaux des activités domestiques, agricoles et industrielles chargées en substances toxiques qui parviennent dans les canalisations d'assainissement. Elles englobent également les eaux de pluies et leur charge polluante et engendrent sur le milieu récepteur toutes sortes de pollution et de nuisance.

Avec le développement de l'urbanisation et de l'industrialisation, ainsi que l'évolution des modes de consommation, les rejets d'eaux usées ont considérablement évolué en quantité et en qualité. Lorsque les eaux usées ne sont pas traitées, les cours d'eau sont dépassés dans leur capacité naturelle d'épuration et se retrouvent pollués.

En effet, le rejet des eaux usées chargées en substances polluantes, dans le milieu récepteur sans aucun traitement préalable est un motif de préoccupation croissant compte tenu des effets indésirables qu'elles peuvent causer sur l'environnement et sur la santé publique.

Donc, la station d'épuration est une installation destinée à épurer les eaux usées d'une ville avant le rejet dans le milieu naturel. Elle est installée à l'extrémité d'un réseau de collecte. Elle peut utiliser plusieurs principes physiques et biologiques. Le plus souvent, le processus biologique car il fait intervenir des bactéries capables de dégrader les matières organiques. La taille et le type des dispositifs dépendent du degré de pollution des eaux à traiter.

Dans notre cas les eaux usées de la ville de KHEMISTI sont directement rejetées vers le milieu naturel, c'est pourquoi une installation d'une station d'épuration s'avère plus que nécessaire. L'objectif de ce travail est donc le dimensionnement d'une station d'épuration pour épurer les eaux usées de la ville.

Notre travail a été structuré en neuf chapitres, ainsi qu'une introduction et une conclusion générale.

**Le premier chapitre** est consacré à une étude bibliographique générale sur les eaux usées. En parlant de l'eau usée, il semble important d'avoir une idée sur sa définition, son origine et ses caractéristiques, ainsi que les différentes méthodes utilisées pour son épuration afin de protéger l'être humain et l'environnement.

**Le deuxième chapitre** de ce mémoire intitulé : généralités sur le lagunage à partir duquel nous avons donné une définition du lagunage en générale puis ces types avec leurs avantages et inconvénients, aussi nous avons parlé sur les facteurs intervenant dans le lagunage.

**Le troisième chapitre** de ce mémoire intitulé : présentation de la zone d'étude où nous présentons les caractéristiques de cette zone du point de vue géographique, climatique, démographique.

**Le quatrième chapitre** intitulé : estimation des données de base, c'est pour la caractérisation de l'effluent. Ou nous constatons que notre future station d'épuration est consacrée pour l'épuration des eaux usées de types domestique.

**Le cinquième chapitre** intitulé : étude variante ou nous avons faire une comparaison technique entre le lagunage naturel et le lagunage aéré afin de choisir le procédé qui convient le mieux pour notre zone.

**Le sixième chapitre** intitulé : dimensionnement de la station qui doit être conçu selon des critères permettant de traiter les flux des matières polluantes correspondantes à leur débit et leurs charges de référence et qui est considéré comme l'élément noyau de notre projet.

**Le septième chapitre** pour l'estimation du cout d'installation de notre future station, nous avons calculé le cout d'investissement et le cout de fonctionnement.

**Le huitième chapitre** présente le calcul hydraulique des conduites existantes dans la station d'épuration.

**Le neuvième chapitre** est consacré à : la gestion et l'exploitation de la station d'épuration.

Nous terminerons notre étude par une conclusion générale, où nous présenterons les résultats auxquels nous avons abouti, ainsi que des recommandations et des perspectifs pour les travaux futurs.

A decorative border resembling a scroll, with a blue outline and rounded corners. The top and bottom edges are slightly curved, and the left and right edges have small circular motifs at the corners, suggesting a rolled-up document.

# **CHAPITRE I :**

## **Généralités sur les eaux usées**

## Généralités sur les eaux usées

### Introduction :

L'augmentation de la population mondiale, l'urbanisation, les nouveaux modes de production et de consommation génèrent des volumes croissants d'eaux usées, véritable enjeu pour la santé des populations mais aussi pour l'environnement.

Ce chapitre est consacré aux généralités, d'où nous examinons d'une part, les origines, types et caractéristiques des eaux usées, d'autre part, les différents procédés de leurs épuration ensuite leurs destinations finales après traitement.

### I.1. Définition :

Les eaux usées, sont des eaux chargées de polluants, solubles ou non, provenant essentiellement de l'activité humaine. Une eau usée est généralement un mélange de matières polluantes répondant à ces catégories, dispersées ou dissoutes dans l'eau qui a servi aux besoins domestiques ou industriels. Donc sous la terminologie d'eau résiduaire, on groupe des eaux d'origines très diverses qui ont perdu leurs puretés ; c'est-à-dire leurs propriétés naturelles par l'effet des polluants après avoir été utilisées dans des activités humaines (domestiques, industrielles ou agricoles) [1].

**I.2. Origines des eaux usées :** On peut classer comme eaux usées ; les eaux d'origine urbaines, industrielles, agricole ;

#### I.2.1. Origine industrielle :

Les établissements industriels utilisent une quantité importante d'eau qui tout en restant nécessaire à leur bonne marche, n'est réellement consommée qu'en très faible partie le reste est rejeté. On peut néanmoins, faire un classement des principaux rejets industriels suivant la nature des inconvénients qu'ils déversent :

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

Les eaux résiduaires d'origine industrielle ont généralement une composition plus spécifique et directement liée au type d'industrie considérée.

### **I.2.2. Origine domestique :**

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

Ces eaux sont généralement constituées de matières organiques dégradables et de matières minérales, ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension. Elles proviennent essentiellement :

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

### **I.2.3. Origine agricole :**

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.

Il s'agit principalement :

- Des fertilisants (engrais minéraux du commerce ou déjections animales produites ou non sur l'exploitation).
- Des produits phytosanitaires (herbicides, fongicides, insecticides,...).

## I.3. Caractéristiques des eaux usées :

Les normes de rejet des eaux usées fixent des indicateurs de qualité physicochimique et biologique. Ce potentiel de pollution généralement exprimé en mg/l est quantifié et apprécié par une série d'analyses. Certains de ces paramètres sont indicateurs de modifications que cette eau sera susceptible d'apporter aux milieux naturels récepteurs. Pour les effluents domestiques, industriels et naturels [1].

On peut retenir les analyses suivantes :

### I.3.1. Les paramètres physico-chimiques :

Ils résultent de l'introduction dans un milieu de substances conduisant à son altération, se traduisant généralement par des modifications des caractéristiques physico-chimiques du milieu récepteur de ces paramètres :

❖ **La température** : La température est un facteur écologique important du milieu. Son élévation peut perturber fortement la vie aquatique (pollution thermique). Certains rejets présentent des écarts de température importants avec le milieu récepteur : ce sont par exemple, les eaux de refroidissement des centrales nucléaires thermiques induisant ainsi une forte perturbation du milieu. La température est mesurée par thermosonde (ou par thermomètre).

❖ **Potentiel d'hydrogène (pH)** : Le pH est un paramètre qui permet de mesurer l'acidité, l'alcalinité ou la basicité d'une eau. L'influence du pH se fait également ressentir par le rôle qu'il exerce sur les autres éléments comme les ions des métaux dont il peut diminuer ou augmenter leur mobilité en solution bio disponible et donc leur toxicité. Le pH joue également un rôle important dans l'épuration d'un effluent et le développement bactérien.

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

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

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

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



❖ **Les matières minérales (MMS) :** Elles représentent le résultat d'une évaporation totale de l'eau, c'est-à-dire son « extrait sec » constitué à la fois par les matières en suspension et les matières solubles telles que les chlorures, les phosphates, etc. Elles représentent la différence entre les matières en suspension (MES) et les matières volatiles en suspension (MVS) et correspondent à la présence de sel, et de silice. L'abondance des matières minérales en suspension dans l'eau augmente la turbidité, réduit la luminosité et par ce fait abaisse la productivité d'un cours d'eau, entraînant ainsi une chute en oxygène dissous et freinant les phénomènes photosynthétiques qui contribuent au ré-aération de l'eau. Ce phénomène peut être accéléré par la présence d'une forte proportion de matières organiques consommatrices d'oxygène.

❖ **La Conductivité :** La conductivité est la propriété que possède une eau de favoriser le passage d'un courant électrique. Elle est due à la présence dans le milieu d'ions qui sont mobiles dans un champ électrique. Elle dépend de la nature de ces ions dissous et de leurs concentrations. L'unité de conductivité est le Siemens par mètre (S/m).

❖ **La Demande Biochimique en Oxygène (DBO<sub>5</sub>) :** La DBO<sub>5</sub> est la quantité d'oxygène consommée par les bactéries, à 20°C, à l'obscurité et pendant 5 jours d'incubation d'un échantillon préalablementensemencé. Ce temps assure l'oxydation biologique d'une fraction de matière organique carbonée. Ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie selon la réaction chimique suivante : Substrat + microorganisme + O<sub>2</sub> → CO<sub>2</sub> + H<sub>2</sub>O + Energie + biomasse.

❖ **La Demande Chimique en Oxygène (DCO) :** La demande chimique en oxygène (DCO), exprimée en mg d'(O<sub>2</sub>)/l, correspond à la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation par voie chimique et dans des conditions définies de la matière organique ou inorganique contenue dans l'eau. Elle représente donc la teneur totale de l'eau en matières oxydables.

❖ **La Notion de Biodégradabilité :** La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent aqueux à être décomposé ou oxydé par les microorganismes qui interviennent dans les processus d'épurations biologique des eaux, la biodégradabilité est exprimée par un coefficient.

$$K = \frac{DCO}{DBO_5}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K < 1.5 \text{ l'effluent est biodégradable.} \\ 1.5 < k < 2.5 \text{ l'effluent n'est pas biodégradable.} \end{array} \right.$$

❖ **La Matière Organique (MO)** : C'est un paramètre utilisé pour caractériser la pollution organique de l'eau. La relation empirique de la matière organique (MO) en fonction de la DBO5 et la DCO est donnée par l'équation suivante :

$$MO = \frac{(2 \text{ DBO5} + \text{ DCO})}{3}$$

❖ **Matières Azotées** : L'azote rencontré dans les eaux usées peut avoir un caractère organique ou minéral, il se présente sous quatre formes : L'azote organique se transforme en azote ammoniacal.

- **L'azote ammoniacal ( $\text{N}\cdot\text{NH}_4^+$ )** : traduit un processus d'ammonification de la matière organique azotée. Les ions ammoniums subissent une nitrification par action des bactéries nitrifiantes.

- **L'azote nitreux ( $\text{N}\cdot\text{NO}_2^-$ )** : provient d'une oxydation incomplète de l'azote ammoniacal ou par une réduction des nitrates par dénitrification. Les nitrites sont instables et sont rapidement transformés en nitrates.

- **L'azote nitrique ( $\text{N}\cdot\text{NO}_3^-$ )** : est produit par nitrification de l'azote ammoniacal. Chapitre I Les Eaux usées 7 Il joue un rôle important dans le développement des algues et participe au phénomène d'eutrophisation. En plus de la toxicité de la forme ammoniacale et nitrique l'azote intervient dans le phénomène de l'eutrophisation. Donc, sa caractérisation et sa quantification sont primordiales pour les rejets liquides dans le milieu naturel.

❖ **Le phosphore** : Le phosphore peut exister dans les eaux en solution ou en suspension à l'état minéral ou organique. Les composés phosphorés qui, sans hydrolyse ou minéralisation répondent au test de spectrophotométrie sont considérés comme étant des ortho phosphates. L'hydrolyse en milieu acide fait apparaître le phosphore hydrolysable et la minéralisation le phosphore organique. Chaque fraction (phosphore en solution ou en suspension) peut être séparée analytiquement en ortho phosphates, phosphore hydrolysable et phosphore Organique. Suivant les cas, la teneur en phosphates peut être exprimée en mg/L de  $\text{PO}_4^{-3}$  ou de  $\text{P}_2\text{O}_5$

### I.3.2. Les Paramètres Bactériologiques :

Les bactéries sont couramment recherchées dans l'eau principalement comme témoins de contamination fécale.

❖ **Les Coliformes Totaux (CT) :** Les coliformes sont des bâtonnets anaérobies facultatifs, gram (-) non sporulant permettant l'hydrolyse du lactose à 35°C. Les coliformes regroupent les genres *Escherichia*, *Nitrobacters*, *Entérobactéries*, *Klébsiella*, *Yersinia*, *Serratia*. La recherche et le dénombrement de l'ensemble des coliformes (coliformes totaux). Sans préjuger de leur appartenance taxonomique et de leur origine sont capiteux pour la vérification de l'efficacité d'un traitement désinfectant et d'un intérêt nuancé pour déceler une contamination d'origine fécale

❖ **Les Coliformes Fécaux (CF) :** Les coliformes fécaux, ou coliformes thermo-tolérants sont un sous-groupe des coliformes totaux capables de fermenter le lactose à une température de 44°C. Ce sont de Chapitre I Les Eaux usées 8 Bâtonnets Gram (-), aérobies et facultativement anaérobies ; non sporulant. On les désigne souvent sous le nom d'*Escherichia Coli* bien que le groupe comporte plusieurs souches différentes (*Citrobacter freundii*. *Entérobactérie aéro-gènes*. *KJebsiella pneumoniae* ...etc.). La recherche et le dénombrement des coliformes fécaux est un examen proposé en raison d'une concordance statistique entre leur présence et l'existence d'une contamination fécale quasi certaine.

❖ **Les Streptococcus fécaux :** Sont considérées comme streptocoques fécaux toutes les bactéries Gram (+) de forme oblongue ou de cocci sphériques légèrement ovales. Elles se disposent le plus souvent, en diplocoques ou en chainettes.

### I.4. Procédé d'épuration des eaux usées :

La filière de l'épuration des eaux usées recommande différentes techniques à divers niveaux technologiques souvent très élaborées ceci est illustré comme étant des méthodes classiques de traitement, ainsi que de nouvelles techniques visant la protection de l'environnement et la sauvegarde du milieu naturel ont apparus celle-ci est démontré sous le vocable de lagunage ou phytoépuration [2].

## I.4.A. Les méthodes classiques de traitements :

La ligne de traitement complète des eaux résiduaires peut être schématiquement scindée en deux filières :

- ❖ **La filière eau** dans laquelle l'eau est débarrassée de tous les polluants avant son rejet dans le milieu naturel.
- ❖ **La filière boue** dans laquelle les résidus générés par la filière eau sont traités et déshydratés avant leur évacuation.

La filière eau comprend généralement :

1. Un prétraitement pour l'élimination des objets de taille comprise entre 0,1 et 50 mm (dégrillage, tamisage), des graisses et du sable.
2. Un traitement primaire pour l'élimination des matières en suspension facilement décantables.
3. Un traitement secondaire composé d'un réacteur biologique pour l'élimination de la pollution biodégradable organique ( $DBO_5$ ) ou minérale ( $NH_3$ ,  $NO_3^-$ , P).
4. Certaines stations sont également équipées d'un traitement tertiaire pour l'élimination des microorganismes ou du phosphore résiduel.

Les boues provenant du décanteur primaire (boues primaires) et du traitement biologique (boues biologiques) seront ensuite traitées et conditionnées sur la filière boues.

### I.4.A.1. Les prétraitements :

La première étape du traitement consiste à débarrasser les effluents de tout élément susceptible de gêner le fonctionnement des ouvrages.

Ils permettent d'éliminer les matières les plus grossières, susceptibles d'endommager les organes mécaniques ou de perturber l'efficacité des étapes ultérieures.

Ils font appel :

- ❖ A des procédés mécaniques, comme des grilles ou des tamis, pour éliminer des grosses particules transportées par les eaux.

Les gros déchets sont tout d'abord éliminés par un dégrilleur constitué de barreaux espacés de 10 à 50 mm suivi d'un dégrilleur plus fin (3 à 10 mm) ou d'un tamisage (0,1 à 3mm).

- ❖ A des procédés physiques, comme des phénomènes de décantation pour éliminer les sables, ou de flottation pour éliminer les graisses (matières grasses).

Cette étape est souvent couplée avec l'élimination des flottants, et en particulier des graisses, dans un ouvrage appelé dégraisseur/dessableur. La pollution présente dans les eaux résiduaires, une fois prétraitées, se compose d'une fraction de fines particules (les MES) qui n'ont pas été

arrêtées par le dégrillage ou le tamisage et des molécules organiques et minérales en solution vraie ou colloïdale.

En règle générale, l'élimination des MES est obtenue par décantation gravitaire alors que celle de la pollution soluble subit une dégradation biologique, mais pour certaines stations d'épuration, l'élimination des MES est réalisée dans l'ouvrage du traitement biologique.

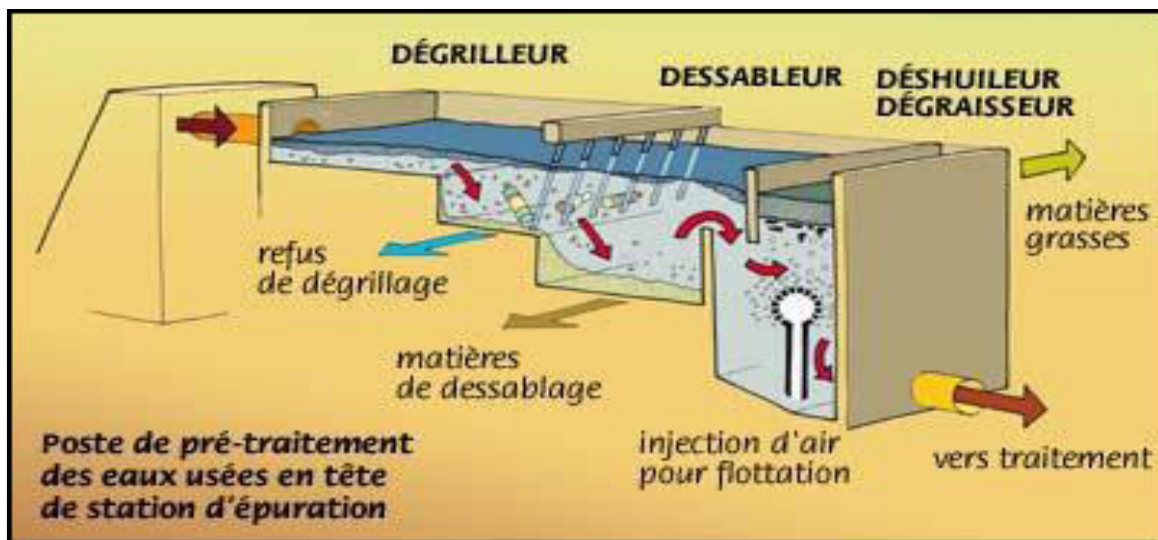


Figure I.1 : les étapes du prétraitement.

#### I.4.A.2. Le traitement primaire :

Il s'agit le plus souvent d'une décantation qui permet d'éliminer les matières en suspension décantables en deux heures. L'utilisation de réactifs chimiques pour éliminer des particules plus fines constitue un traitement physico-chimique. Ce traitement permet donc essentiellement l'élimination de la pollution particulaire et d'une partie de la pollution organique sous forme particulaire (de l'ordre de 65 à 80% de la DCO avec un traitement physico-chimique).

Les matières en suspension ont souvent une teneur en matière organique importante (de 70 à 90%) et une densité légèrement supérieure à celle de l'eau. Elles vont se décanter naturellement dans un décanteur primaire en 1 à 2 heures. L'eau ainsi clarifiée s'écoulera par débordement et les MES qui ont décanté au fond du bassin (boues primaires) seront extraites et envoyées vers les ouvrages de traitement des boues.

L'élimination des MES peut également être réalisée par flottation naturelle (particule naturellement plus légère que l'eau) ou provoquée (l'injection de microbilles d'air qui se fixent sur les particules réduit leur densité apparente).

Ce procédé appelé flottation est principalement utilisé dans le traitement des eaux résiduaires industrielles (élimination des MES sur les effluents hautement fermentescibles, ex

agroalimentaire), pour l'élimination des graisses au niveau du prétraitement, ou encore pour la concentration des boues biologiques.

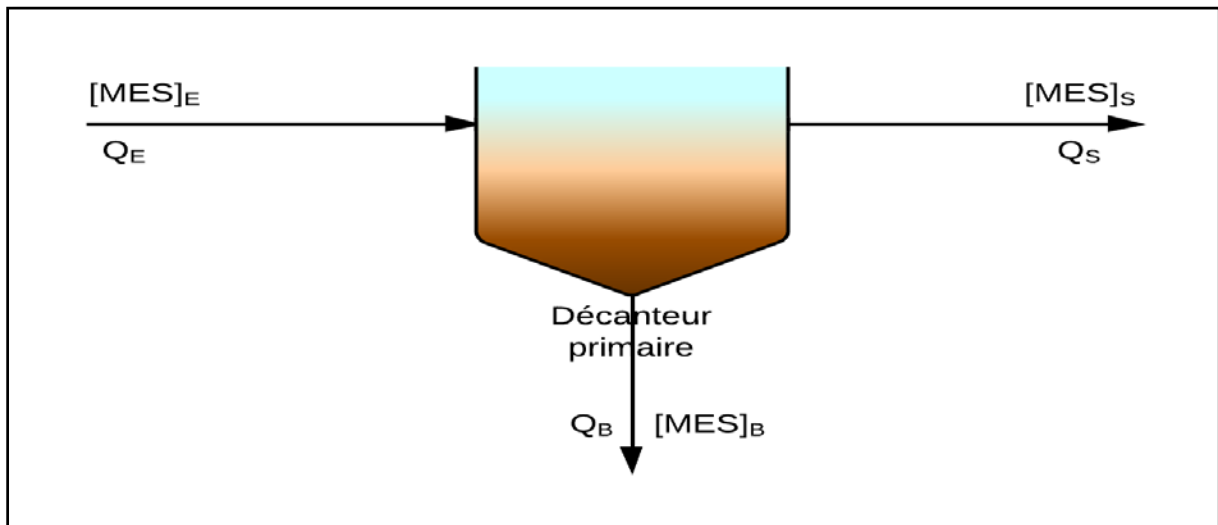


Figure I.2 : Schéma d'un décanteur primaire.

#### I.4.A.3. Le traitement secondaire :

L'élimination des matières organiques implique le recours à des traitements biologiques qui font intervenir des organismes vivants, essentiellement des bactéries.

Ces traitements sont basés sur la capacité des micro-organismes à oxyder la matière minérale ( $\text{NH}_3$  ...) et les matières constitutives de la DCO et de la DBO d'une part (aérobie), et à réduire d'autre part les molécules comportant de l'oxygène :  $\text{NO}_3$  (anoxie),  $\text{SO}_4$  et  $\text{CO}_2$  (anaérobie). Ils vont permettre ainsi d'éliminer la pollution soluble biodégradable et une partie des MES.

##### I.4.A.3.1. L'élimination de l'ammoniaque : la nitrification

Contrairement à la matière organique, l'élimination de l'ammoniaque n'est possible qu'en présence d'oxygène. La réaction d'oxydation n'est réalisée que par un nombre très limité d'espèces bactériennes strictement aérobies, les bactéries nitrifiantes. L'oxydation de l'ammoniac en nitrates s'effectue en deux étapes :

- $\text{NH}_3$  est d'abord converti en nitrite ( $\text{NO}_2^-$ ) par des bactéries du genre **Nitrosomonas**.
- Les nitrites sont ensuite oxydés en nitrates ( $\text{NO}_3^-$ ) par des bactéries du genre **Nitrobacter**.

**I.4.A.3.2. L'élimination des nitrates : la dénitrification**

Dans le cas de l'élimination biologique des nitrates, la dénitrification, la réaction nécessite l'oxydation concomitante d'une molécule organique ou minérale qui fournira l'énergie nécessaire à la réduction des nitrates en azote N<sub>2</sub>.

Dans la pratique, l'épuration biologique est mise en œuvre de la façon suivante :

- Un réacteur biologique (bassin d'aération, disques, lits ou lagunes) dans lequel l'eau usée est mise en contact avec la biomasse aérée artificiellement ou naturellement.
- Un clarificateur dont le rôle est de séparer l'eau épurée et la boue. Dans le cas d'un lagunage aéré, le dernier bassin (non aéré) fait office de clarificateur.

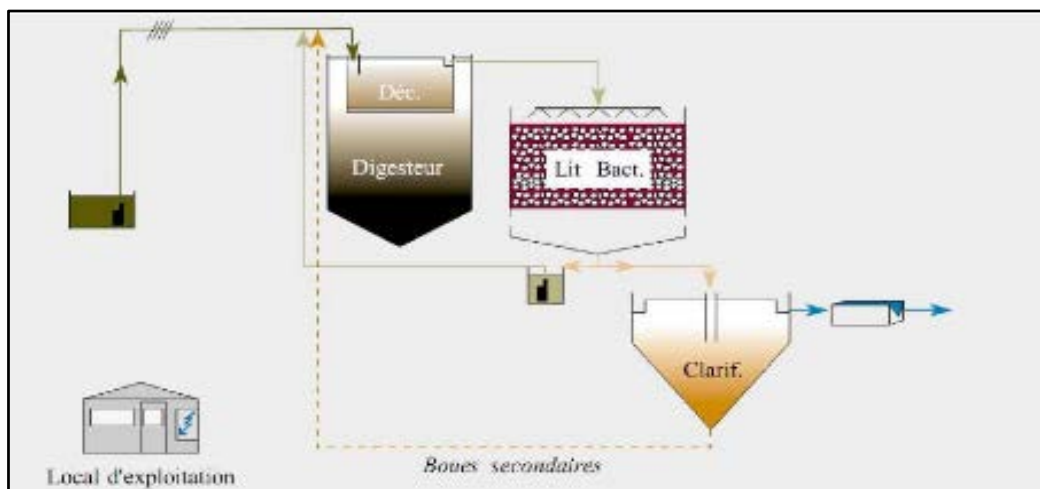
➤ **Techniques de l'épuration biologique :**

Les principales techniques de l'épuration biologique sont :

**a) Lits bactériens :**

L'épuration des eaux par lit bactérien est une méthode d'épuration biologique par cultures fixes. Ce système est le plus souvent utilisé pour les eaux très chargées.

Dans cette méthode les micro-organismes épurateurs sont fixés sur un support poreux (pierre panse, pierre volcanique, plastique, cailloux ...etc.) formant une pellicule bactérienne en suite l'effluent est dispersé par une grille de répartition sur toute la surface du lit, l'effluent ainsi dispersé percole lentement à travers le massif filtrant et provoque la prolifération des micro-organismes, une recirculation de l'effluent est parfois nécessaire afin de compléter le traitement. Lorsque la pellicule bactérienne devient trop importante, elle se détache naturellement, elle doit alors être séparée de l'effluent par décantation. L'eau va donc dans un décanteur secondaire (ou clarificateur) afin d'éliminer les éventuelles boues restantes.



**Figure I.3 :** Fonctionnement des lits bactériens.

### ❖ **Avantages:**

Un bon rendement est atteint avec un choix convenable du matériau et des dimensions des pores (augmentation de la surface spécifique). Les lits bactériens sont aussi performants dans le cas d'effluents urbains ou dans le cas de certaines industries spécifiques (parfumeries, agro-alimentaires), l'exploitation d'une station à lits bactériens reste très simple et il n'y a pas de gestion de stock de boues.

### ❖ **Inconvénients :**

Les traitements préalables doivent être performants, faute de quoi, un encrassage progressif apparaît qui contraint à vider, laver et remettre en place le matériau du lit.

On enregistre de plus de fréquentes odeurs liées au changement de saisons.

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

Les performances de ce procédé sont liées à :

- La profondeur d'immersion des disques (généralement deux mètres).
- La vitesse de rotation de l'arbre qui doit être optimale pour permettre une aération et une fixation des bactéries convenable.
- La température qui doit être comprise entre 15 et 29.



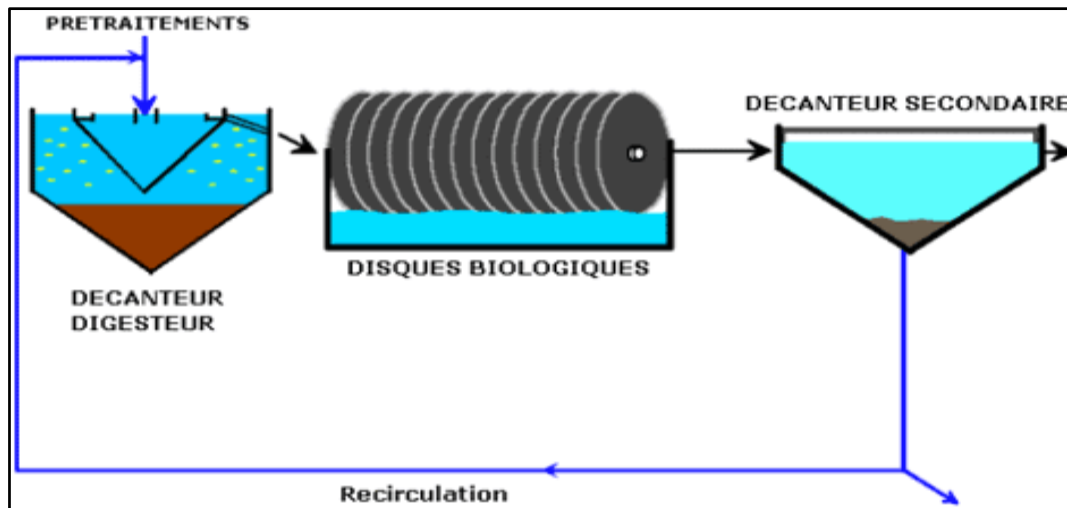


Figure I.4 : Traitement par disques biologiques.

❖ **Avantages:**

Ce procédé économique est d'une extrême simplicité d'exploitation.

❖ **Inconvénients:**

Les disques biologiques ne s'adaptent pas au traitement à forte charge. Ils sont très sensibles à la qualité des eaux à traiter, aux pointes excessives des concentrations et de débits. Ils ne s'adaptent qu'au traitement des effluents de petites agglomérations.

c) **Boues activées :**

Il s'agit d'un système d'épuration aérobie, c'est-à-dire nécessitant un apport d'oxygène.

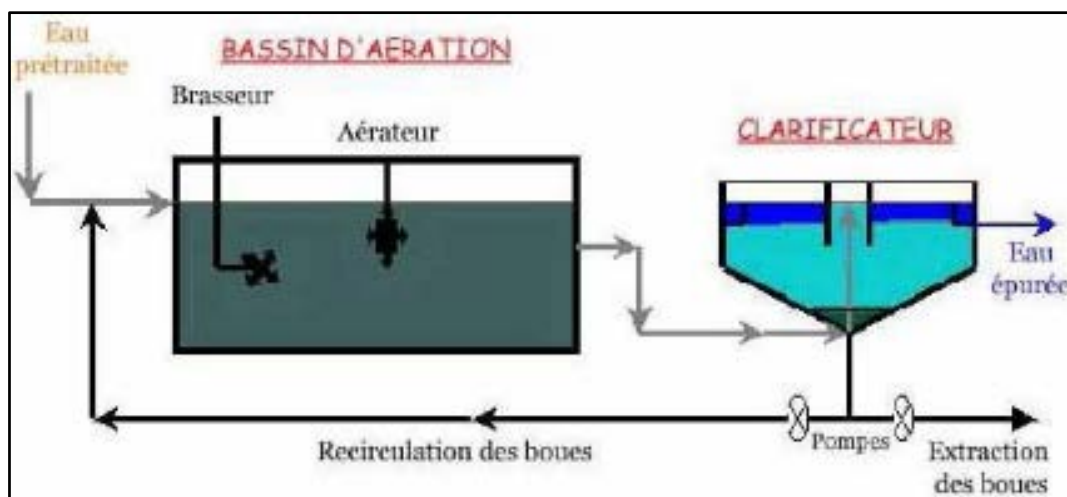
La culture bactérienne est maintenue dans un bassin aéré et brassé.

Un système d'aération permet à la fois d'apporter l'oxygène nécessaire à l'épuration et de brasser les eaux usées. Ce brassage est indispensable pour homogénéiser le mélange et éviter les dépôts. Les matières organiques contenues dans l'eau se transforment en carbone (sous la forme de dioxyde de carbone - CO<sub>2</sub>) sous l'action des bactéries. Les résidus ainsi formés, contenant ce stock de bactéries, sont appelés "boues".

Après un temps de séjour dans ce bassin d'aération, l'effluent est renvoyé dans un clarificateur, appelé aussi décanteur secondaire. L'eau épurée est ainsi séparée des boues par décantation. Ensuite, les boues sont soit envoyées dans une unité de traitement spécifique, en vue de leur épandage agricole ou de leur élimination, soit réinjectées pour partie dans le bassin d'aération.

On qualifie cette opération de "recirculation des boues". Ce recyclage d'une partie des boues produites par le système d'épuration permet de maintenir la masse de bactéries contenue dans le bassin d'aération à un niveau compatible avec les performances épuratoires attendues.

Les traitements par boues activées éliminent de 85% à 95 % de la DBO<sub>5</sub>, selon les installations.



**Figure I.5 :** Traitement secondaire par boues activées.

❖ **Avantages :**

Le procédé à boues activées permet de réduire le temps de séjour de la pollution ainsi que les surfaces du terrain utilisé. Il offre l'avantage d'une recirculation de la culture bactérienne ce qui conduit à un enrichissement du bassin par les micro-organismes épurateurs.

❖ **Inconvénients :**

Les installations à boues activées sont très coûteuses vu l'équipement qu'elles comportent (ouvrages en béton, ouvrages métalliques, appareillages électromécaniques...).

L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente, le bon rendement repose sur le bon fonctionnement des aérateurs.

**d) L'épandage :**

La première technique d'épuration des eaux usées des agglomérations a été celle des champs d'épandage. Le système épurateur est donc constitué à la fois du sol et des cultures.

Ce procédé permet d'enrichir le sol par les éléments nutritifs.

❖ **Avantages:**

- Un procédé simple n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation
- Permettant la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent.
- Enrichissement du sol par les éléments nutritifs.

❖ **Inconvénients :**

- Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent à travers le sol peuvent contaminer les nappes.
- Présente un certain nombre de risques tel que L'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et le risque de colmatage des sols.

**I.4.A.4. Le traitement tertiaire :**

Ces traitements visent principalement l'élimination du phosphore (la déphosphatation) et les germes pathogène (la désinfection).

**I.4.A.4.1. La déphosphatation :**

L'élimination du phosphore concerne les traitements de déphosphatation, soit physico-chimique soit biologique. La déphosphatation biologique, de développement récent, est basée sur la succession de phases anaérobies et aérobies au cours du traitement biologique mais son rendement est en générale moins bon que celui de la déphosphatation physico-chimique.

La déphosphatation peut aussi être réalisée par précipitation physico-chimique en présence de sels minéraux comme le sulfate d'ammonium ou le chlorure ferrique et s'effectuer soit simultanément aux réactions biologiques dans le bassin de boues activées, soit en traitement final.

**I.4.A.4.2. La désinfection :**

La désinfection vise à réduire la concentration des germes pathogènes dans les effluents avant rejet dans l'environnement. Contrairement aux normes de désinfection pour la production d'eau potable qui spécifie l'absence totale de coliformes, les normes de rejets pour les eaux résiduaires urbaines ERU varient suivant la nature du milieu récepteur.

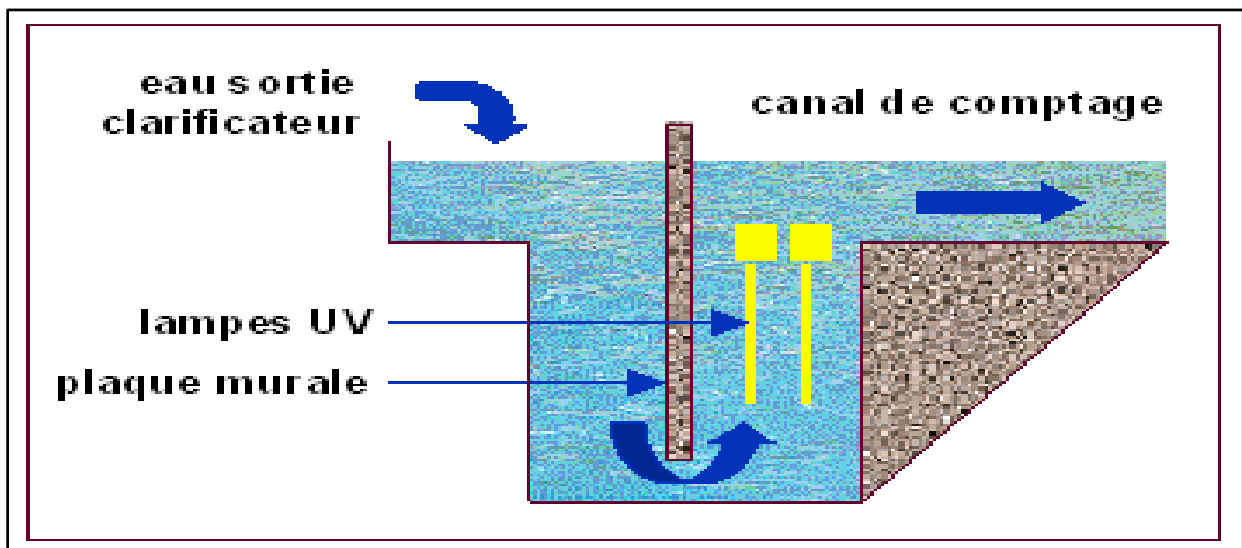


Figure I.6 : désinfection par UV.

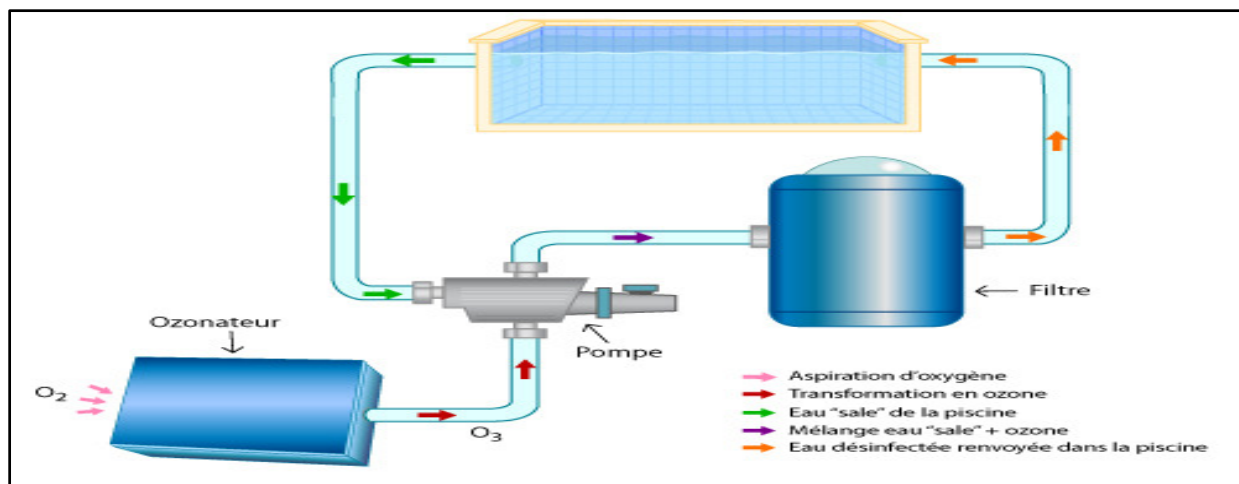


Figure I.7 : désinfection par ozonation.

#### I.4.A.5. Le traitement des boues :

Les traitements biologiques ou physico-chimiques utilisés pour l'épuration des eaux résiduaires génèrent une production importante de boues diluées (> 99% d'eau) et contenant de la matière organique fermentescible. Les deux principaux objectifs de la filière de traitement des boues seront donc :

- De stabiliser les matières organiques pour éviter toute fermentation incontrôlée qui entraînerait des nuisances olfactives,
- D'éliminer un maximum d'eau afin de diminuer les volumes de boues à évacuer. Après une étape préalable d'épaississement permettant de concentrer les boues, la stabilisation de la matière organique est réalisée grâce à des procédés biologiques ou physico-chimiques. L'étape finale de déshydratation permettra d'extraire le maximum d'eau.

##### I.4.A.5.1. Epaississement des boues :

Les boues, avant leur élimination, subissent un traitement adapté à leur nature ainsi qu'à leur destination, afin : D'en réduire le volume, en éliminant l'eau. Ceci est réalisé par un procédé d'épaississement qui est une concentration de la boue par décantation puis par un procédé de déshydratation permettant d'éliminer une quantité d'eau liée aux MES plus importante, par filtre presse ou centrifugation.

Les matières organiques présentes dans les boues leur confèrent un caractère fermentescible qui se traduit lors de leur stockage par l'émission de nombreuses molécules odorantes (H<sub>2</sub>S, mercaptan...). Cette activité biologique indésirable peut être maîtrisée soit en la contrôlant dans un réacteur adéquat soit en augmentant le pH par une addition de chaux.

Deux familles de procédés biologiques peuvent être utilisées : la digestion anaérobie ou la stabilisation aérobie thermophile.

### **I.4.A.5.2. La déshydratation :**

Après la phase d'épaississement qui a permis d'éliminer 60 à 85% d'eau et la phase de stabilisation, le traitement des boues est complété par une déshydratation qui a pour but d'éliminer le maximum de l'eau résiduelle. Deux catégories de procédés sont généralement utilisées : les **procédés mécaniques** et les **procédés thermiques**.

Pendant la phase de séchage, les boues présentent un comportement plastique et collant pour des taux de matière sèche d'environ 50% ce qui implique certains aménagements des techniques et des matériels.

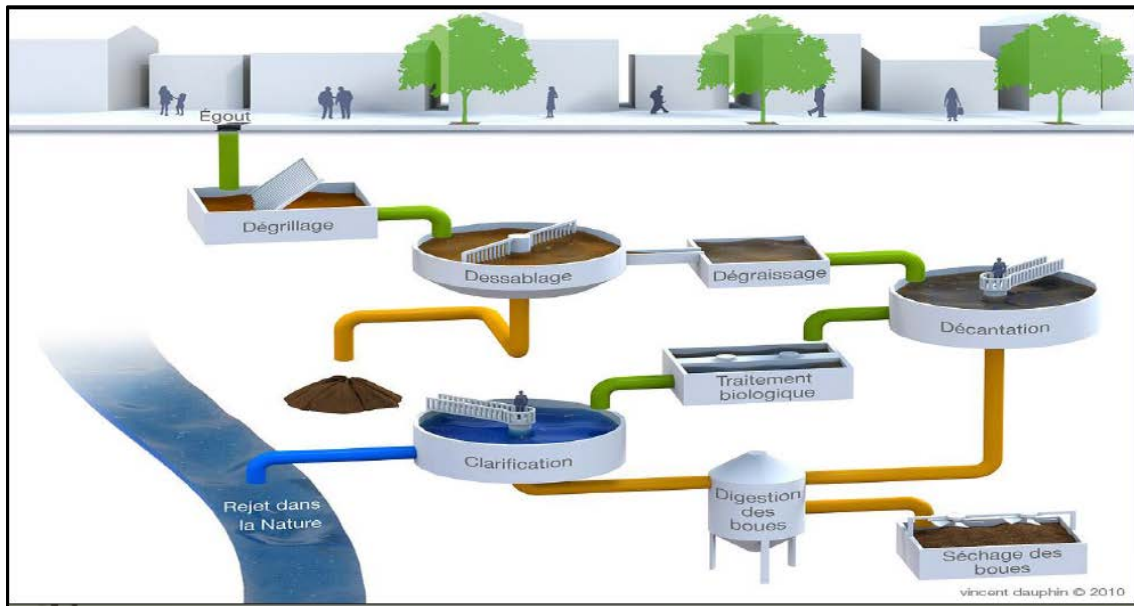
Les boues très chargées en vapeur d'eau, comportent une fraction d'incondensables mal odorants devant être détruites par combustion (850 c°) soit directement dans le générateur thermique, soit dans un incinérateur spécifique.

### **I.4.A.5.3. Incinération des boues :**

Donc le problème des boues se pose en termes d'évacuation, trois solutions sont possibles :

- La mise en décharge de boues stabilisées et déshydratées.
- La valorisation agricole par épandage sur des sols agricoles où elles vont jouer un rôle d'engrais. Elles sont utilisées sous forme liquide, solide.
- L'incinération qui présente un intérêt pour les boues auto combustible, c'est-à-dire fraîches et déshydratées.

Quelle que soit la technique d'incinération, les fumées doivent être traitées avant rejet dans l'atmosphère. Ce traitement est d'autant plus complexe que la charge en poussière des fumées est élevée. Réalisé en plusieurs étapes, le traitement des fumées peut nécessiter un pré-cyclonage, un dépoussiérage électrostatique, un lavage, voir éventuellement une oxydation catalytique.



**Figure I.8 :** schéma de fonctionnement d'une station d'épuration classique.

#### **I.4.B. Traitement par lagunage ou la phytoépuration :**

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. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3.

##### **I.4.B.1. Le principe général de lagunage :**

Tous les lagunages appliquent le principe suivant : après une première décantation, les eaux usées traversent des bassins de lagunage plantés ou non. L'épuration s'effectue par les plantes et par les micro-organismes fixés sur leurs racines et sur des substrats (graviers, sable...), grâce à l'effet filtrant du sol. Dans certains types de lagunes, les conditions aérobies et anaérobies se succèdent ou coexistent, ce qui permet d'obtenir un bon rendement d'épuration des nutriments (azote et phosphore) [3].



**Figure I.9 :** principe de fonctionnement du lagunage.

❖ **Avantage :**

- Procédé simple, naturel, efficace ;
- Coûts de réalisation modérés dépendant surtout du prix du foncier et de la nature du sol ;
- Coûts de fonctionnement et de maintenance faibles. Pas de coût d'énergie ;
- Durée de vie de 15 à 20 ans ;
- Moindre quantités de boues produites et plus forte réduction des germes pathogènes que dans une station classique ;
- Entretien facile et économique ;
- Bonne intégration dans l'environnement ;
- Possibilité de la réutilisation des eaux traitées pour divers besoins comme l'irrigation ;

❖ **Inconvénients :**

- Grandes surfaces de terrain nécessaires pour les bassins. Il faut compter au moins 5 m<sup>2</sup>/habitant et le plus souvent de 10 à 15 m<sup>2</sup> par habitant ;
- Lenteur du processus d'épuration ;
- Nécessité de faire appel à des spécialistes pour leur conception et leur suivi ;
- Sensibilité aux variations de température, efficacité réduite pendant l'hiver ;
- Risque d'odeurs désagréables et de présence d'insectes si la station est mal conçue ou mal entretenue ;
- Le lagunage n'est pas efficace en cas de pollution chimique.

## I.4.1. Choix de procédé de traitement :

Pour le choix de procédé d'épuration en tient compte de :

- La qualité du milieu récepteur et les usages de l'eau ;
- Le type de réseau ;
- La pollution (les caractéristiques des eaux usées) ;
- La population ;
- Les caractéristiques du terrain ;
- Le coût de l'exploitation ;
- Les problèmes d'exploitation et fiabilité des installations.

## I.5. Normes OMS et normes Algériennes :

Des normes très sévères commencent à être établies pour les divers usages de l'eau (vie piscicole, baignade...) qui précisent les teneurs limites des différents composants dissous ou transportés pour permettre une utilisation sans risques. Le tableau suivant illustre les normes de rejet :

### I.5.1. Normes OMS :

**Tableau I.1 :** Les normes internationales selon l'organisation mondiale de la santé respective pour les eaux usées.

Caractéristiques	Normes utilisées (OMS)
<b>Ph</b>	6,5-8,5
<b>DBO5</b>	<30 mg/l
<b>DCO</b>	<90 mg/l
<b>MES</b>	<20 mg/l
<b>NH+4</b>	<0,5 mg/l
<b>NO2</b>	1 mg/l
<b>NO-3</b>	<1 mg/l
<b>P2O5</b>	<2 mg/l
<b>Température (T)</b>	<30°C
<b>Couleur</b>	Incolore
<b>Odeur</b>	Inodore

Source : RAHOU KADA, 2014



## I.5.2. Normes Algériennes :

Tableau I.2 : normes de rejets en Algérie.

Caractéristiques	Normes utilisées
Ph	6.5-8.5
DBO5	<35mg/l
DCO	<120mg/l
MES	<35mg/l
P2O5	<2mg/l
Température	<30 °C
Couleur	inodore
Odeur	inodore

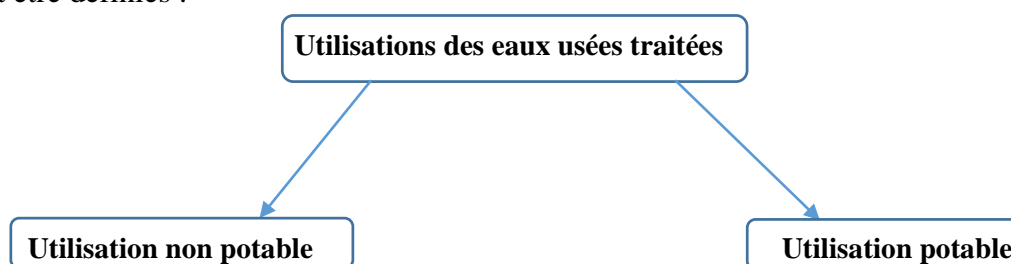
Source : RAHOU KADA, 2014

## I.6. La réutilisation des eaux usées :

L'objectif principal de la réutilisation des eaux usées est non seulement de fournir des quantités supplémentaires d'eau de bonne qualité en accélérant le cycle d'épuration naturelle de l'eau, mais également d'assurer l'équilibre de ce cycle et la protection du milieu environnant. Par définition, cette réutilisation est une action volontaire et planifiée qui vise la production des quantités complémentaires en eau pour différents usages afin de combler des déficits hydriques.

## I.6.1. Les principales voies de la réutilisation :

En fonction des exigences de qualité des consommateurs, deux grandes classes de réutilisation peuvent être définies :



## ❖ Utilisation non potable :

- L'irrigation des espaces verts tel que les parcs, terrains sportifs ;
- Irrigation des cultures maraichères, industrielles et arboricultures ;
- Recharge des nappes et la lutte contre le rabattement des sols ;
- Lavage des voitures, routes aussi pour la lutte contre les incendies ;
- Le refroidissement des équipements industriels, ainsi pour la production d'énergie ;
- Recyclage aux immeubles pour les besoins sanitaires.

### ❖ Utilisation potable :

La réutilisation des eaux usées traitées en besoins potables dépend de ces facteurs :

- Stress hydrique intense ;
- Cout de mobilisation d'une autres source très élevé (forages très éloignés, nappe phréatique trop profonde) ;

Cette utilisation demande un traitement poussé donc il est nécessaire de passé au traitement tertiaire

### I.7. Effets d'un rejet d'eaux usées sur les milieux récepteurs :

#### I.7.1. Effets sur le sol :

Ces impacts sont d'importance particulière pour les agriculteurs puisqu'ils peuvent réduire la productivité, la fertilité et le rendement de leurs terres. Les problèmes prévus au niveau du sol sont :

- La salinisation ;
- L'alcalinité et la réduction de la perméabilité du sol ;
- L'accumulation d'éléments potentiellement toxiques ;
- L'accumulation de nutriments.

#### I.7.2. Effets sur les eaux souterraines :

Dans certaines conditions, les effets sur les eaux souterraines sont plus importants que les effets sur le sol. La pollution des eaux souterraines avec des constituants de l'eau usée est possible par l'infiltration de ces dernières.

#### I.7.3. Effet sur les eaux superficielles :

Les rejets directs des eaux non épurées posent des problèmes d'eutrophisation des cours d'eau, de qualité de l'eau destinée à la production d'eau potable et de contamination microbiologique des zones de conchyliculture.

### Conclusion :

Les eaux usées de différentes compositions et de diverses origines constituent un problème pour la nature lors du rejet sans subir aux traitements préalables. Afin de montrer l'intérêt de leur épuration, nous avons présenté dans ce chapitre d'une part, les origines, et d'autre part, les différentes méthodes utilisées pour leur épuration. L'intérêt consiste à trouver la méthode la moins coûteuse et celle qui présente une basse nuisance auditive et olfactive, ce qui est le cas des méthodes quasi nature tel que la phytoépuration.

A decorative border resembling a scroll, with a blue outline and rounded corners. The top and bottom edges are slightly curved, and the left and right edges have small circular details that look like the ends of a scroll.

## **CHAPITRE II :**

# **Généralités sur le lagunage**

### Généralités sur le lagunage

#### Introduction :

Suite à son utilisation par l'homme, l'eau est souillée et nécessite d'être purifiée. La technique la plus répandue est la station d'épuration de l'eau qui traite les eaux usées rejetées dans les égouts à l'aide de divers moyens mécaniques et chimiques.

Une technique moins connue est la technique du lagunage qui consiste à utiliser des organismes vivants pour assainir et purifier l'eau. C'est en fait une forme naturelle et souple du traitement biologique des eaux usées.

#### II.1. Définition du lagunage (phytoépuration) :

Le lagunage est une technique qui consiste à épurer les eaux domestiques et industrielles dans des grands bassins étanches en utilisant des algues aquatiques ou des micro-organismes d'algues. Ce traitement biologique se présente comme une alternative au traitement des eaux usées à l'aide de produits chimiques. Par ailleurs, le lagunage s'avère plus efficace pour éliminer les substances pathogènes par rapport aux traitements classiques [4].

#### II.2. Le principe général de lagunage :

Les bassins de lagunage sont généralement aux nombres de trois. Ils sont destinés à recevoir de l'eau, la traiter pendant un certain temps pour la restituer ensuite au milieu récepteur.

Tous les lagunages appliquent le principe suivant : après une première décantation, les eaux usées traversent des bassins de lagunage plantés ou non.

L'épuration s'effectue par les plantes et par les micro-organismes fixés sur leurs racines et sur des substrats (graviers, sable...), grâce à l'effet filtrant du sol. Dans certains types de lagunes, les conditions aérobies et anaérobies se succèdent ou coexistent, ce qui permet d'obtenir un bon rendement d'épuration des nutriments (azote et phosphore).

#### II.3. Principaux procédés de lagunage :

Deux grands types de procédés sont utilisés :

- A) Lagunage naturel.
- B) Lagunage aéré.

**II.3.A. Le lagunage naturel :**

**II.3.A.1. Définition :**

Le lagunage naturel est un procédé de traitement biologique des eaux usées se faisant dans des bassins où est maintenue une tranche d'eau de 0,8 à 1,5 m. Les microphytes qui sont des algues, les petits animaux (protozoaires, rotifères, crustacés) et les bactéries en présence d'oxygène, vont transformer les charges polluantes et stabiliser les boues.

**II.3.A.2. Mode de fonctionnement :**

Le fonctionnement de ce système repose sur l'action combinée des algues unicellulaires et des bactéries. Grâce au rayonnement lumineux, les algues produisent de l'oxygène qui permet la respiration et le développement des colonies bactériennes. Les bactéries (ainsi que certains champignons microscopiques) dégradent la matière organique en azote ammoniacal. Celui-ci, dans un milieu bien oxygéné, se transforme en nitrates assimilables par les algues, tout comme les phosphates qui proviennent en majeure partie des eaux de lessives. Les algues se multiplient alors dans le milieu et ainsi de suite [5].

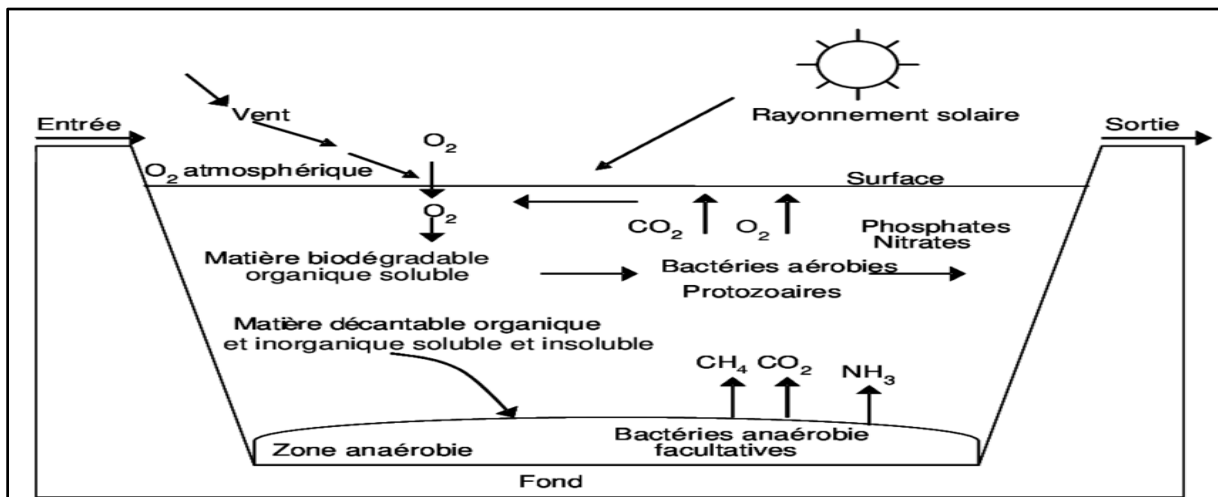


Figure II.1 : les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel.

**II.3.A.3. Type de bassins :**

Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de trois.

❖ **Bassin anaérobie (absence d'oxygène) :**

Il reçoit des charges de pollution relativement élevées qui sont exprimées en Demande Biochimique en Oxygène (DBO) par unité de volume.

Celle-ci est réduite par sédimentation et digestion anaérobie à des profondeurs de 2 à 5 mètres en un temps de séjour court (un jour et plus).

Des bulles apparaissent ainsi à la surface du bassin avec dégagement de biogaz (gaz composé de 70% méthane et 30 % de dioxyde de carbone). Ce processus a un avantage de réduire près de 60% de la charge en DBO initiale. En plus, ce type de bassin, placé en tête du traitement, permet d'économiser la surface totale requise pour l'épuration.

### ❖ Bassin facultatif :

En aval du bassin anaérobie, se trouve un bassin facultatif de grande dimension. A la surface du bassin, la DBO est oxydée par les bactéries aérobies, l'oxygène qui leur est nécessaire est fourni par les échanges gazeux entre l'eau et l'atmosphère ainsi que par l'activité photosynthétique des micros algues : utilisant le dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>) produit par les bactéries qu'elles convertissent en hydrates de carbone.

Toutefois, pour préserver les conditions d'aérobiose, la charge de pollution entrante ne devra pas être trop élevée, de même que la profondeur ne devrait pas dépasser les 2 mètres.

### ❖ Bassin de maturation :

Reçoit les effluents du bassin facultatif ; ce sont des bassins entièrement aérobies et de profondeur relativement faible (1 à 1,5 mètre).

Leur taille et leur nombre sont déterminés principalement par la qualité bactériologique requise des eaux épurées.

Les taux de réduction des germes fécaux sont très élevés, aussi, l'usage de ces bassins est en général réservé aux applications de réutilisation agricole non restrictive.

### ❖ Avantages :

- Bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- Faibles coûts d'exploitation ;
- Bonne intégration dans l'environnement ;
- Bonne élimination des pathogènes ;
- Boues peu fermentescibles ;
- Raccordement électrique inutile ;
- Bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

### ❖ Inconvénients :

- Emprise au sol importante ;
- Contraintes de nature de sol ET d'étanchéité ;
- Variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ;
- Nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ;

- Élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
- Difficultés d'extraction des boues ;
- Pas de réglage possible en exploitation ;
- Sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

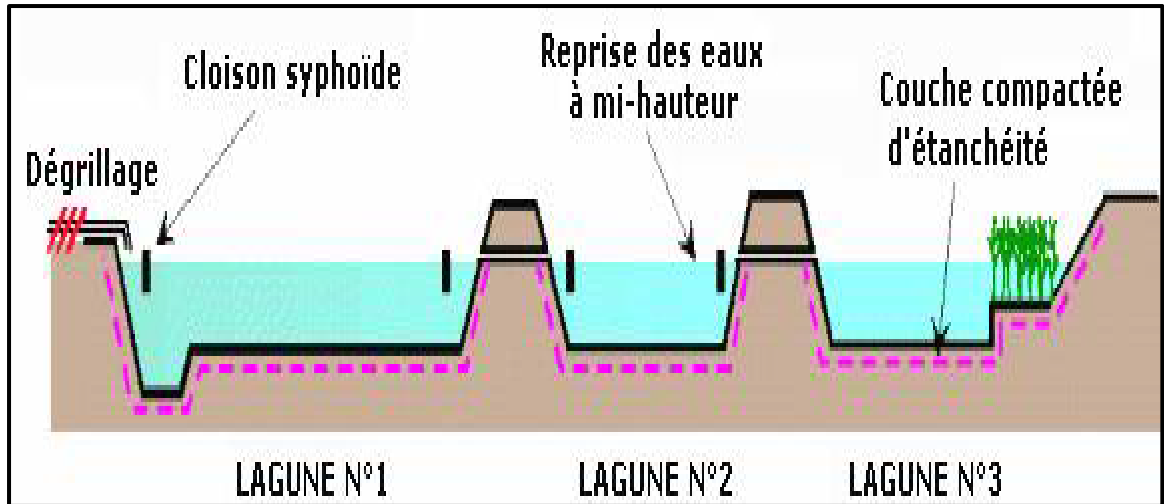


Figure II.2 : Coupe d'un bassin de lagunage.

### II.3.B. Le lagunage aéré :

#### II.3.B.1. Définition :

Le lagunage aéré est une technique d'épuration biologique extensive qui se caractérise par un ou plusieurs bassins de traitement dans lesquels la charge biodégradable de l'effluent est détruite par voie bactérienne, une partie au moins de ce traitement est réalisé en aérobiose grâce à un apport d'oxygène dissous dans l'eau artificiellement par les aérateurs de surface ou une insufflation d'air [5].

#### II.3.B.2. Mode de fonctionnement :

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



**Figure II.3 :** Système d'épuration par lagunes aérés.

### **II.3.B.3. Type de bassins :**

#### **❖ Bassin d'aération :**

Dans l'étage d'aération, les eaux usées sont dégradées par des micro-organismes qui consomment et assimilent les nutriments.

Le principe de base est le même que celui des boues activées avec une densité de bactéries faible et l'absence de recirculation.

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

#### **❖ Bassin de décantation :**

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

Ces dernières doivent être régulièrement extraites. Le curage est facilité en présence de deux bassins qu'il est possible de by-passer séparément. La floculation des boues est peu prononcée (lagune de décantation à sur dimensionner).

#### **❖ Bassin de finition :**

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



### Remarque :

Le lagunage aéré se différencie des boues activées par l'absence de maintien d'une concentration fixée de micro-organismes (pas de recirculation).

Cela conduit à prévoir des temps de séjour plus longs, plus favorables à une bonne adaptation du système aux variations de qualité de l'effluent à traiter. Ce procédé a un bon comportement vis-à-vis des effluents dilués ou si les débits ne sont pas bien.

#### ❖ **Avantages :**

- Tolérant à la variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ;
- Tolérant aux effluents très concentrés ;
- Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées) ;
- Traitement conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables ;
- Bonne intégration paysagère ;
- Boues stabilisées ;

#### ❖ **Inconvénients :**

- Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ;
- Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé ;
- Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ;
- Forte consommation énergétique.

### II.4. Construction des lagunes :

Avant de mettre en place un système de lagunage, plusieurs facteurs sont à considérer, notamment :

- Morphologie du terrain ;
- Les caractéristiques géotechniques du sol ;
- Les vents dominants ;
- De la position de la nappe ;
- Du flux hydraulique ;
- Climatologie de la région ;
- Crues.

Grâce à ces données, on peut déterminer la forme, la surface, la profondeur et l'étanchéité des bassins .

### II.5. Les organismes présents dans les bassins de lagunage [5] :

#### II.5.1. Bactéries exogènes :

Ce sont les bactéries qui arrivent avec les effluents à savoir les eaux usées. Elles sont de bonnes indicatrices de la pollution microbiologique. Malgré une très grande diversité, certaines de ces bactéries peuvent être **pathogènes** (c'est-à-dire porteuses de maladies). Il convient donc de les éliminer au fil de l'épuration afin d'éviter toute contamination bactériologique en aval. Leur nombre va fortement diminuer avant d'arriver dans la station de lagunage du fait des changements de milieux successifs.

#### II.5.2. Bactéries endogènes :

Les bactéries endogènes sont présentes naturellement dans les bassins grâce à l'ensemencement naturel, elles jouent un rôle dans la dégradation de la matière organique.

On distingue 3 types de bactéries endogènes dans les bassins.

##### ❖ Bactéries anaérobies strictes :

Elles sont présentes sous les sédiments, dans les couches profondes des bassins où l'oxygène n'est pas présent. Elles fonctionnent avec le processus de fermentation en produisant des gaz souvent malodorant.

##### ❖ Bactéries aérobies strictes :

Ces bactéries ont besoin de l'oxygène pour vivre et sont donc localisées dans les couches d'eau bien oxygénées. Elles dégradent les matières solides en suspension.

##### ❖ Bactéries aérobies et anaérobies facultatives :

Elles sont réparties de manière relativement homogène sur toute la colonne d'eau avec des concentrations plus ou moins importantes dans les zones favorables aux unes ou aux autres. Elles sont moins exigeantes envers le taux d'oxygène dissout. Certaines tolèrent des variations alors que d'autres vivent insensiblement quel que soit l'oxygénation de l'eau.

#### II.5.3. Les algues microphytes ou phytoplancton :

Il y a 4 types d'algues microphytes distinguées selon leur couleur :

##### ❖ les algues bleues :

Organisme procaryote (sans noyau), riches en pigment bleuté (la phycocyanine).

##### ❖ les algues vertes :

Organisme eucaryote, riches en pigment vert (la chlorophylle).

##### ❖ les algues brunes :

Organisme eucaryotes, riches en caroténoïdes les colorant en brun à jaune d'or.

### ❖ les algues rouges (rhodophycées) :

Organisme eucaryotes, riches en phycoérythrine.

### II.5.4. Zooplancton :

#### ❖ Les protozoaires

Ce sont des organismes unicellulaires, principaux prédateurs des bactéries. Ils sont présents toute l'année sans manifester d'évolution majeure en nombre.

#### ❖ Les métazoaires :

Les métazoaires sont des organismes pluricellulaires d'une plus grande complexité.

Il existe 3 groupes dominant au sein des stations de lagunage.

#### 1. Les rotifères :

Il existe 22 familles de rotifères regroupant plus de 2000 espèces différentes. Malgré leur taille réduite (200 nm à 1mm) et leur faible nombre de cellules (environ mille), ils sont des organismes très complexes avec œil, œsophage, cœur, estomac, intestin, etc. mais ils n'ont ni tête, ni membres. Ils se nourrissent principalement de bactéries, micro-algues et matière organique, ce qui a pour effet de clarifier l'eau. Ils peuvent vivre dans des eaux très peu oxygénées et supportent de très grandes variations de la qualité du milieu.

#### 2. Les copépodes :

Ce sont de petits crustacés présents à la surface de l'eau et excellents prédateurs. Ils se nourrissent de phytoplancton, de jeunes larves d'insecte et de cladocères.

On distingue 2 groupes de copépodes : les calanoïdes phytoplanctonivores à longues antennules et les cyclopoïdes à courtes antennules plutôt zooplanctonivores.

#### 3. Les cladocères :

Ces petits crustacés herbivores et détritivores mesurent entre 0,2 et 3 mm. Ils jouent un rôle important dans les derniers bassins de lagunage pour baisser le taux de matière en suspension par filtration de la biomasse phytoplanctonique. Cela augmente ainsi la luminosité dans ces bassins mais leur mode de nutrition et leur respiration font baisser la quantité d'oxygène dissout dans l'eau.

### II.6. Les nuisances environnementales :

Les nuisances environnementales peuvent résulter des quatre facteurs suivants :

- Les odeurs dégagées par le liquide, l'écume ou les dépôts de boues en conditions anaérobies ;
- Le moussage et les éclaboussures dus à l'agitation provoquée par les aérateurs dans les étangs aérés ;
- La prolifération d'insectes ;
- La contamination des eaux souterraines causée par des fuites dans le fond ou les parois du bassin.

### II.7. Contraintes d'exploitation :

Parmi les contraintes d'exploitation, il faut signaler les suivantes :

- Passage de l'exploitant une à deux fois par semaine ;
- Suppression des mauvaises herbes ;
- Suppression des rongeurs ;
- Suppression des matières flottantes ;
- Limitation de la prolifération d'insectes par l'emploi judicieux d'insecticides ;
- Très faible technicité requise pour l'exploitant ;
- Curage contraignant et coûteux des boues, tous les 1 à 5 ans, dans le bassin de tête, tous les 10 à 20 ans dans tous les bassins.

### Conclusion :

Ce mode de traitement propose un avantage car la lagune peut aussi servir de bassin tampon (stockage). Le lagunage est une technique très répandue de stockage lorsque l'on dispose d'une grande surface. Ce procédé assure une bonne dépollution (très bonne élimination des germes pathogènes et des pollutions azotées et phosphorées).



## **CHAPITRE III :**

### **Présentation de la zone d'étude**

## Présentation de la zone d'étude

### Introduction

La représentation de la zone d'étude est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude et la conception d'une station d'épuration dans la commune de KHEMISTI.

On a donc distingué deux grandes catégories de variables celles dites naturelles comme : relief, climat, géologie...etc. celles liées aux actions de l'homme comme servitudes et l'utilisation agricoles des sols.

### III.1. Localisation :

La commune de KHEMISTI est le chef-lieu de Daïra. Elle est située au Sud-Est avec une distance 15 km de cette dernière, traversée du Nord au Sud par la RN14 qui relie TISSEMSILT à KHEMIS MILLIANA.

Elle est limitée par :

- **Au Nord** : par les communes de THENIET EL HAD et SIDI BOUTOUCHENT.
- **Au Sud** : par la commune de BOUGARA « W. TIARET ».
- **A l'Est** : par la commune de LAYOUNE.
- **A l'Ouest** : par la commune BENI CHAIB, OULED BESSEM et TISSEMSILT.

Elle s'étend sur une superficie de 187 km<sup>2</sup> environ.

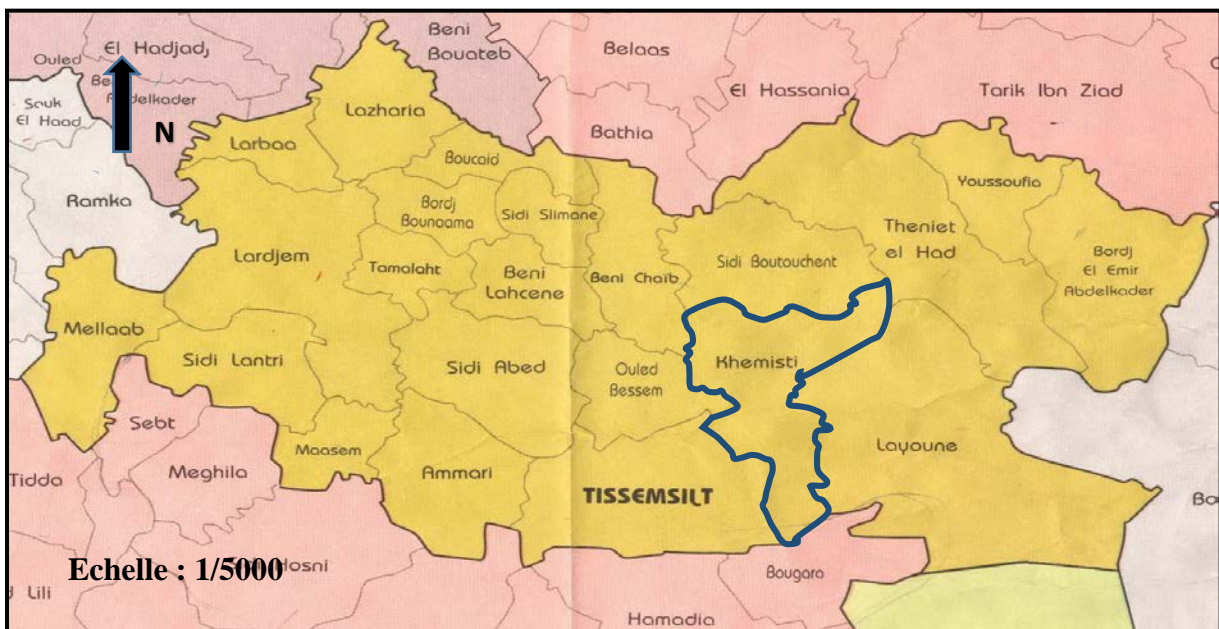


Figure III.1 : Plan de situation de la zone d'étude

**III.2. Relief :**

La ville de KHEMISTI se trouve sur le versant sud d'une colline assez haute (1016m au sommet), le relief se caractérise par des pentes assez fortes en partant du sommet de la colline, elle devient plus douce en allant vers le sud ou elles laissent place à la plaine occupée par les terres agricoles.

**III.3. Climatologie :**

**III.3.1. La température :**

Le climat de cette région est de type méditerranéen, nuancé par les influences orographiques. C'est un climat relativement froid qui s'étend sur le massif de l'Ouarsenis, où l'amplitude des moyennes mensuelles entre l'été et l'hiver est environ de 20°C.

**Tableau III.1 : Répartition de la Température (2017).**

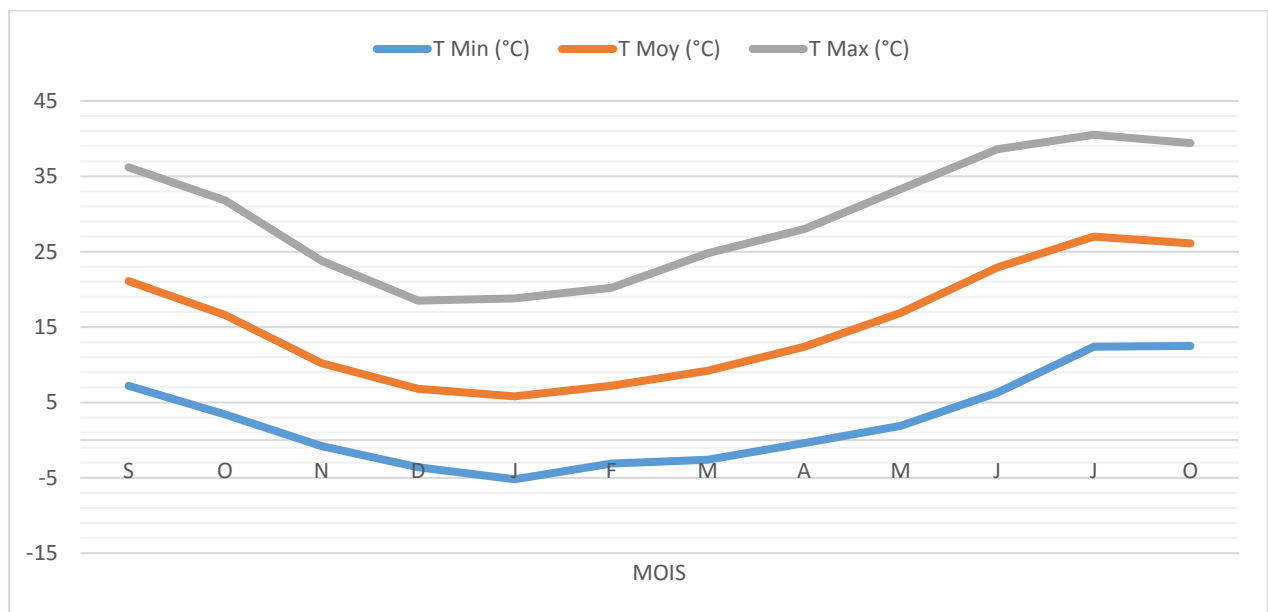
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
T Min (°C)	7,2	3,4	-0,8	-3,6	-5,2	-3,1	-2,6	-0,4	1,9	6,3	12,4	12,5
T Moy (°C)	21,1	16,6	10,2	6,8	5,8	7,2	9,2	12,4	16,9	22,9	27,0	26,1
T Max (°C)	36,2	31,8	23,8	18,5	18,8	20,2	24,8	28,0	33,3	38,6	40,5	39,4

Source : ONM de TIARET

Les températures maximales en été selon l'exploitation de 40,5 °, en raison de l'altitude de la région et de son exposition.

La saison hivernale froide et rigoureuse atteint une température minimale de (-5.2 °).

La variation mensuelle entre l'été et l'hiver est faible, environ 12°.



**Figure III.2 : Variation des Températures.**

On peut remarquer deux saisons :

- ❖ **Une saison froide** : qui s'étale de Novembre à Avril durant laquelle, on relève les moyennes de température les plus basses, pendant les mois de Décembre- Janvier et Février.
- ❖ **Une saison chaude** : Qui s'étale de Mai à Octobre avec des minimums en Juillet et Août.

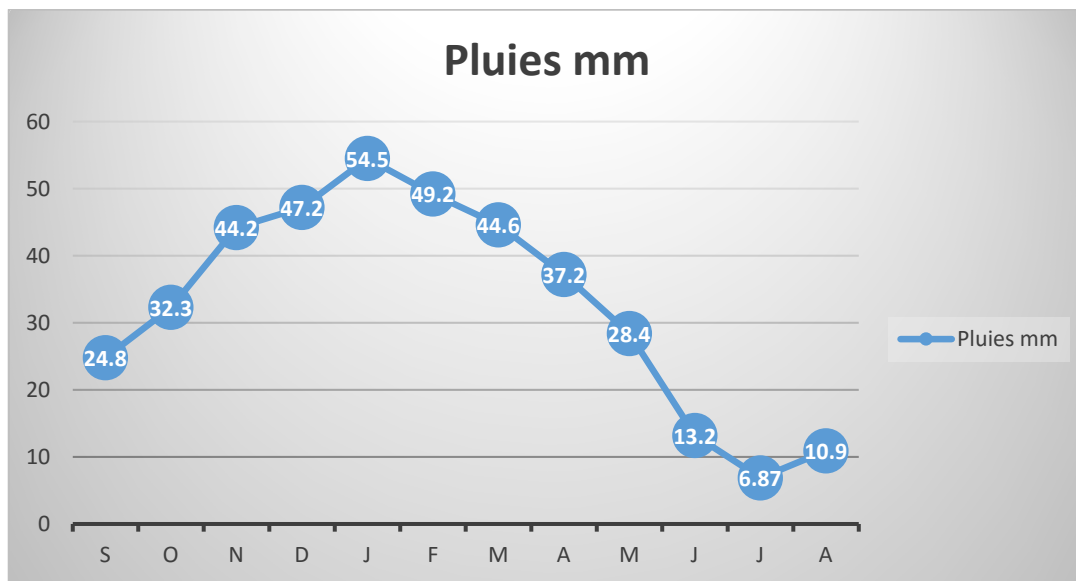
**III.3.2. La pluviométrie :**

Ces valeurs sont prises d'après des sous bassins versants de l'oued TOUKRIA et BOUBZIZA.

**Tableau III.2 :** Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle (2017).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Pluies mm	24,8	32,3	44,2	47,2	54,5	49,2	44,6	37,2	28,4	13,2	6,87	10,9	393,2

Source : ANRH d'ORAN



**Figure III.3 :** Moyennes Mensuelles des précipitations.

Nous constatons deux faits majeurs :

- ❖ L'existence de deux saisons, bien distinctes ; une saison pluvieuse et une saison sèche.
- ❖ Une grande irrégularité saisonnière, mensuelle et annuelle des pluies.



**III.3.3. Le vent :**

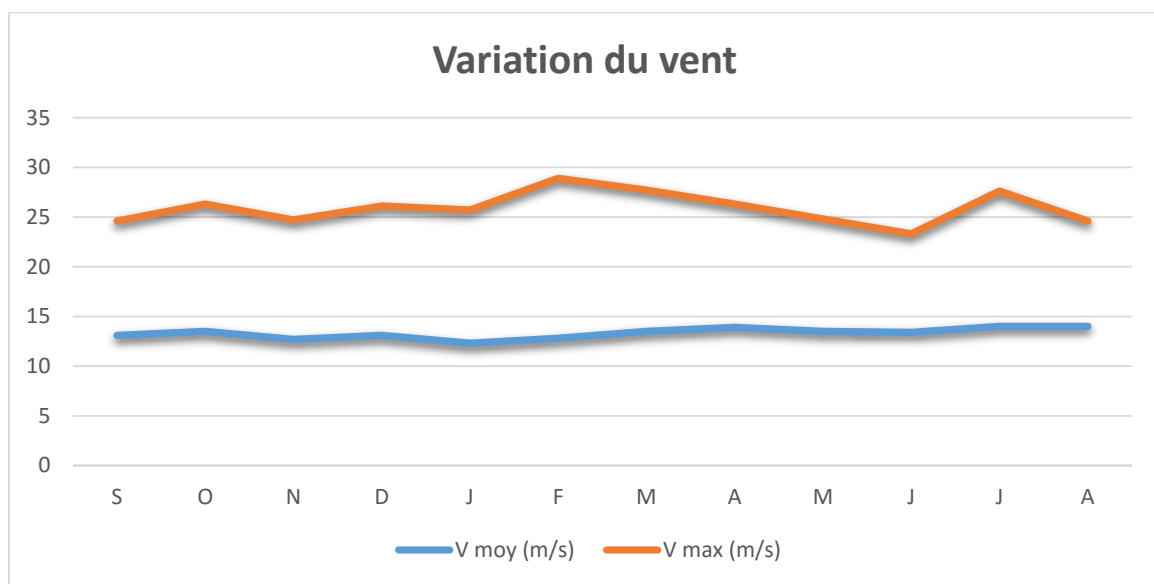
Les vents dominants de la région de KHEMISTI sont de direction Nord-Est.

**Tableau III.3 :** Vitesse moyenne et maximale du vent (2017).

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
V moy (m/s)	13,1	13,5	12,7	13,1	12,3	12,8	13,5	13,9	13,5	13,4	14,0	14,0	13,3
V max (m/s)	24,6	26,3	24,7	26,1	25,7	28,9	27,7	26,3	24,8	23,3	27,6	24,6	25,9

Source : ONM de TIARET

Les vents du sud (Siroco) se manifestent généralement en Juillet et Aout avec un maximum en Juillet, avec une moyenne annuelle de 13.3 m/s.



**Figure III.4 :** variation du vent

**Remarque :**

Le phénomène du vent est un facteur aussi prépondérant à l'implantation de certains ouvrages constituant le procès d'épuration. demande la connaissance du régime dominant des vents pour protéger la ville contre les nuisances dues aux mauvaises odeurs. Favoriser dans le cas du brassage de l'effluent à épurer et permettre le dimensionnement des bassins.

**III.3.4. L'humidité :**

Les taux de d'humidité relative relevés au niveau de la station de TIARET sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau III.4 :** Répartition mensuelle et annuelle de l'humidité relative (%) (2017).

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
<b>Humidité(%)</b>	57,3	65,3	76,0	82,1	79,2	77,6	72,6	69,3	61,7	46,7	38,5	44,1

Source : ONM de TIARET

L'humidité atteint son maximum durant les premières heures du jour, diminue avec l'augmentation de la radiation puis augmente à nouveau le soir.

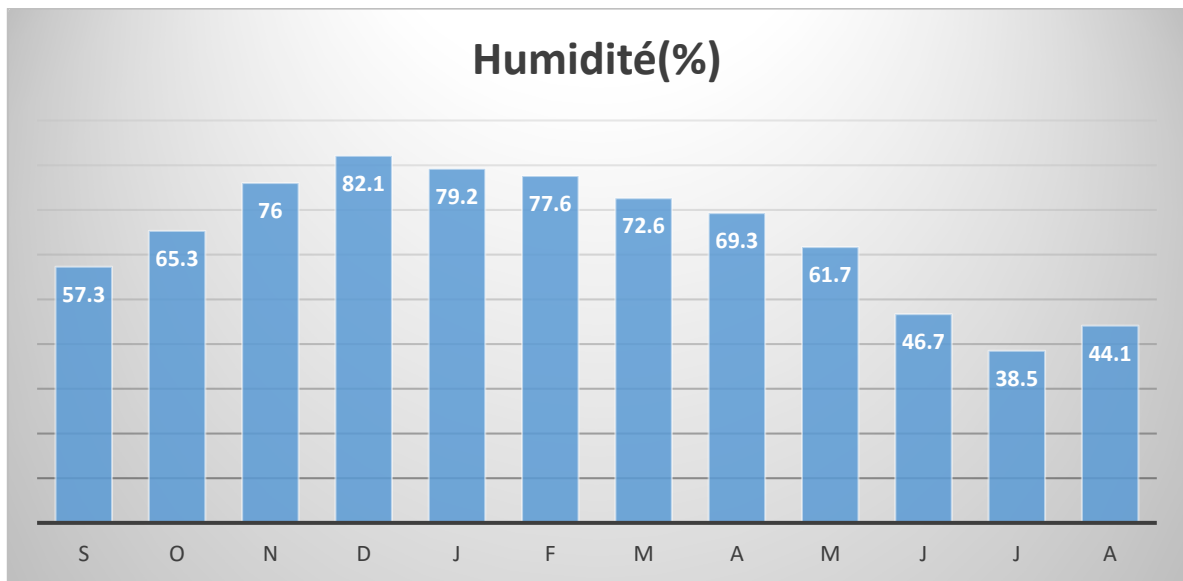


Figure III.5 : Répartition de l'humidité.

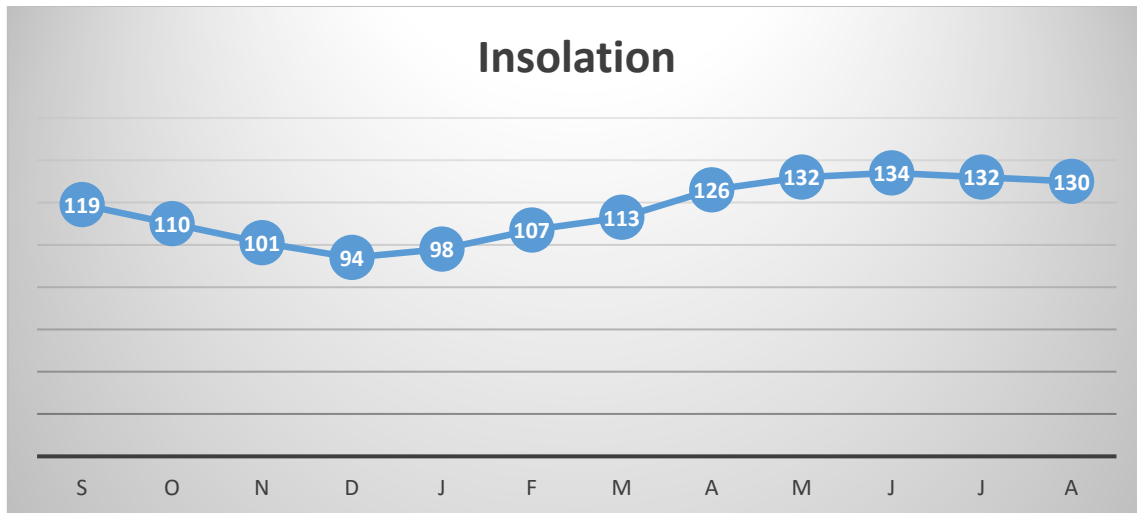
**III.3.5. L'insolation :**

**Tableau III.5 :** Insolation mensuelle (2017)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
<b>Insolation (MJ/m<sup>2</sup>)</b>	119	110	101	94	98	107	113	126	132	134	132	130

Source : ONM de TIARET

C'est au mois de Juin que le maximum de l'insolation est atteint, le minimum a lieu au mois de décembre.



**Figure III.6 :** Insolation mensuelle

L'insolation, ce fait observable, engendre une évapotranspiration, avec un déficit hydrique important, notamment entre avril et septembre, malgré des précipitations estivales non négligeables.

### III.4. Hydrographie :

KHEMISTI se trouve dans un sous bassin versant drainé par l'oued TOUKRIA qui se trouve au Sud de la ville.

#### III.4.1. Potentialités en eaux souterraines et superficielles [6] :

##### ❖ Eaux souterraines :

Les ressources en eau souterraines dans la région d'étude proviennent essentiellement des grès siliceux qui sont situés dans les régions de KHEMISTI, les eaux de cette nappe ne suffisent pas à couvrir les besoins de la commune, car le débit mobilisé à partir de cette nappe par les forages réalisés à ce jour, n'excèdent pas les 22l/s (environ).

##### ❖ Eaux superficielles :

Relativement à la présence des nombreux oueds dans la commune, les infrastructures hydrauliques restent en dessous des besoins.

Actuellement la ressource superficielle peu mobilisée, l'irrigation des terres est assurée par les forages ou la prise à partir des oueds, cette capacité sera améliorée dans le future avec la STEP projetée.

### III.5. Géologie :

La région de KHEMISTI est caractérisée par des formations d'âge Néogène caractéristiques des monts de TIARET et du plateau du SERSOU. Elle se trouve, en fait, confinée entre les formations du mésozoïque des hauts massifs de l'Ouarsenis au Nord et celle d'âge pliocène du plateau du SERSOU au Sud.

Stratigraphiquement, les formations qui affleurent au niveau de cette région sont d'âge Néogène et plus particulièrement du Miocène (voir l'annexe 3).

Du point de vue des formations lithologiques qui affleurent dans la région, elles se résument comme suit :

**1. Le Crétacé :****➤ Crétacé inférieur :****• L'Albien :**

Il est formé d'argiles brunes, gréseuses, alternant en petits lits avec de petits bancs gréseux. A divers niveaux, on y trouve des masses puissantes de grès quartzitiques d'apparence sporadique et se reliant presque brusquement avec les couches gréseuses rubanées dans lesquelles elles constituent une concentration d'apports sableux.

**➤ Crétacé supérieur :****• Le Cénomaniens :**

En concordance avec l'étage précédent, le Cénomaniens s'en distingue facilement par sa composition bien différente. Cet étage est, en effet, essentiellement calcaire. Il comprend, à la base, une cinquantaine de mètres de calcaire marneux se délitant en plaquettes avec intercalation de quelques bancs plus durs. Ces calcaires sont surmontés de 100 à 150 mètres de marnes brunâtres dans lesquelles des bancs calcaires se présentent à tous les niveaux.

**• Le Turonien :**

De nature lithologique similaire que le cénomaniens, il n'est différencié de celui-ci dans cette région que par le contenu paléontologique.

**2. Le tertiaire :****➤ Eocène :**

Il encadre les formations miocènes de la région de KHEMISTI et est souvent en contact anormal avec l'oligocène de la région avec quelques indices de trias localement qui confirment le contact anormal entre ces deux terrains. Il est composés par :

- Des marnes schisteuses violacées avec plaquettes de calcaires brèchiques.
- Des brèches calcaires plus compactes couronnant les marnes avec poudingues intercalés.

**➤ L'oligocène:**

Les formations qui composent ce système sont forment une intercalation de poudingues rouges, de marnes blanches et de grès siliceux blanchâtres.

Avec à la base, sur le Cénomaniens, dont les couches calcaires sont légèrement déversées au Sud, on trouve les poudingues et les grès d'âge carteniens fortement redressés, formant un synclinal aigu.

**3. Miocène :** Les formations qui affleurent au niveau de cette région sont d'âge Miocène.

➤ **Miocène inférieur :** Les formations qui caractérisent ce sous-système sont :

- A la base c'est des poudingues rouges et des grès blanchâtres fossilifères, dont l'amplitude varie considérablement d'une région à l'autre.
- Des marnes grises feuilletées surmontent l'ensemble sus – cité avec à leur sommet quelques niveaux de marno-calcaires et calcaires plus durs.

➤ **Miocène moyen :** (Langhien- Serravalien)

- Poudingues, marnes et grès avec lentilles de Calcaire, à la base.
- Marnes grises feuilletées, au-dessus du précédent

➤ **Miocène supérieur :** N'est pas suffisamment différencié du miocène moyen pour être caractérisé dans cette région.

**III.5.1. Sismicité de la région :**

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

La région d'étude fait partie de la zone sismogène de la Wilaya de TISSEMSILT (Zone **IIa**; groupe **1A**). Cette région ayant une activité sismique moyenne.

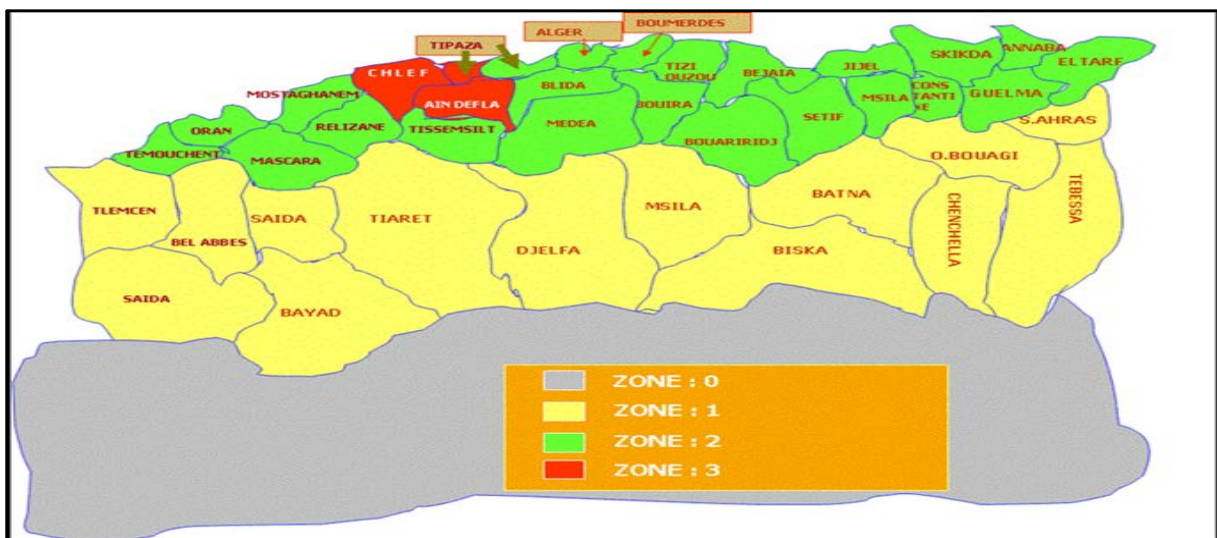


Figure III.7 : Carte de zonage sismique du Territoire National.

**III.6. Population et urbanisme :**

**III.6.1. Population :**

La population de la ville de KHEMISTI est calculée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + t)^n \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

**P** : population projetée à l'horizon n

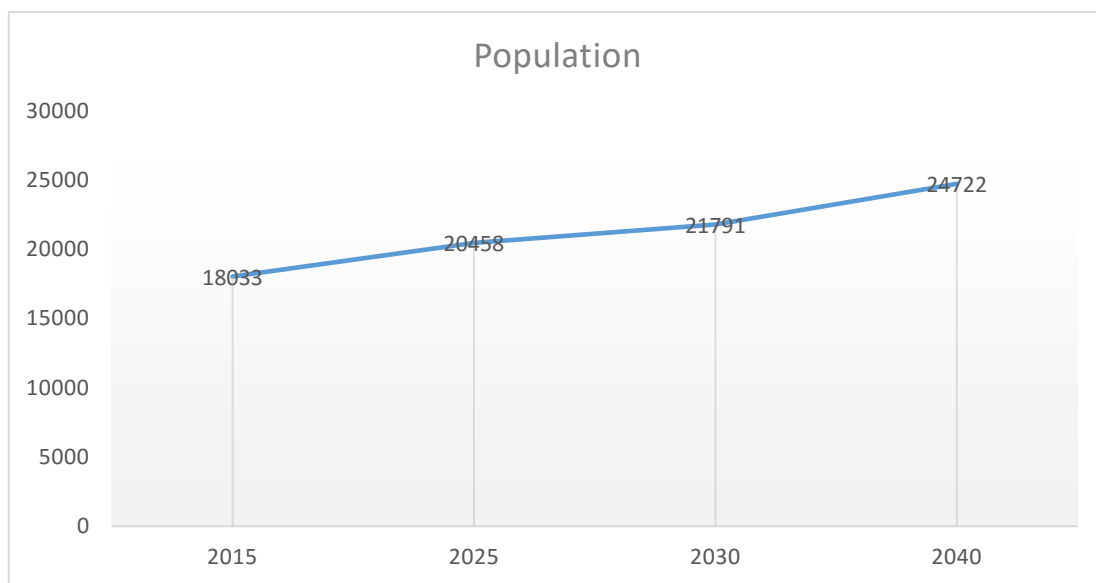
**P<sub>0</sub>** : population de l'année de référence.

**t** : taux de croissance de l'ordre de 1,27 %

**n** : la période considérée

**Tableau III.6 :** la croissance de la population.

Année	2015	2025	2030	2040
Population	18033	20458	21791	24722



**Figure III.8 :** Courbe de croissance de la population.

**III.7. Situation de l'assainissement :**

Le centre de KHEMISTI est situé dans un bassin versants d'une superficie de 17 km<sup>2</sup> ayant pour exutoire Oued TOUKRIA et Oued BOUBZIZA [7].

L'agglomération se trouve dans un site où les phénomènes de ruissèlement sont relativement importants. Dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire dont sa conception s'appuie principalement sur une topographie présentant une pente, en générale dans le sens Nord – Sud dont le système de collecte s'effectue dans des collecteurs de rejet (Est 2x1000 et Ouest 2x1000).

**III.7.1. Rejet de la zone Ouest :**

**Tableau III.7 :** Constitution de réseau d'assainissement de la ville de KHEMISTI Ouest.

Diamètre (mm)	Nature	Linéaire (ml)	Rejet	Observation
400	CAP	550	Oued	
500	CAP	600	Oued	
500	CAP	580	B. Décantation	Inexploitable
1000	CAO	470	B. Décantation	Inexploitable
2x1000	CAO	350	B. Décantation	Inexploitable

Source : DRE de TISSEMSILT

**III.7.2. Rejet de la zone Est :**

**Tableau III.8 :** Constitution de réseau d'assainissement de la ville de KHEMISTI Est.

Diamètre (mm)	Nature	Linéaire (ml)
400	PVC	521
600	BA	744
2x1000	CAO	380

Source : DRE de TISSEMSILT

Ces deux réseaux (Est et Ouest) nécessitent impérativement une rénovation totale jusqu'au regard de jonction (à l'amont du bassin de décantation) pour être acheminé vers notre station d'épuration qui sera délimitée dans une zone à protection immédiate et rapprochée.

**III.8. Situation de l'AEP :**

Forage et adduction alimentant la ville de KHEMISTI [7].

**Tableau III.19 :** Forage et adduction alimentant la ville de KHEMISTI.

Forage	Débit d'exploitation (l/s)	Cordonnées			Observation
		X	Y	Z	
TOUKIA bis	11	432,30	262,65	907	Fonctionnel
KHEMISTI 2	6	437,13	263,66	928	Fonctionnel (non raccordé)
Conduite de transfert B. DERDER	50	-	-	-	Fonctionnel

Source : DRE de TISSEMSILT

L'agglomération de KHEMISTI est desservie actuellement par deux forages, mobilisant un débit à l'exploitation de 11 l/s et 6 l/s, et du barrage de DERDER mobilisant un débit de 50 l/s et sur la base d'une dotation hydrique de 150 l/j/h le débit à prendre pour notre balance « source – besoin » s'avère comme suit :

**Tableaux III.10 :** les besoins en AEP de la ville de KHEMISTI

Année	2015	2025	2030	2040
Besoin (l/s)	31.31	35.52	37.83	42.92

Comparativement à la source nous pouvons conclure que les besoins en eau évalués pour les quatre échéances sont satisfaisants.

Pour le stockage la ville de KHEMISTI est dotée par des réservoirs dont ces caractéristiques sont données par le tableau suivant :

**Tableau III.11 :** Stockage de la ville de KHEMISTI.

Capacité (m <sup>3</sup> )	Cordonnées			Type	Observation
	X	Y	Z		
300	433,36	263,27	945	Semi-enterré	Exploité
500	432,79	263,97	980	Semi-enterré	Exploité
1000	433,81	264,53	1020	Semi-enterré	Exploité
2500	433,77	264,58	1018	Semi-enterré	En cours

Source : SH de TISSEMSILT

### III.9. Situation sociale :

#### III.9.1. Activités agricoles :

Agriculture de la région est portée sur :

- Céréale 97 %
- Maraichage 1 %
- Arboriculture 2 %

La surface agricole utile (SAU) de la commune de KHEMISTI est estimée à environ 15230 Ha dont SAU irrigué 14050 ha.

#### III.9.2. Activités industrielles :

Le tissu industriel dans la commune de KHEMISTI est absent.

#### III.9.3. Activité touristique :

L'activité touristique est inexistante dans la commune. En effet, on note l'absence de tout établissement hôtelier ou d'office et d'agence de tourisme qui n'est pas adéquat avec la région qui est à vocation agricole et d'élevage.



### Conclusion

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

On peut conclure que les contraintes physiques et climatiques constituent un handicap pour le développement harmonieux de la commune de KHEMISTI en particulier. Elles peuvent être schématisées comme suit : un territoire enclavé, un relief accidenté et un climat irrégulier.

A decorative border resembling a scroll, with a blue line and rounded corners. The top-left and top-right corners have small circular motifs that look like the ends of rolled-up paper.

# **CHAPITRE IV :**

## **Estimation des données de base**

## Estimation des données de base

### Introduction

Le premier travail réalisé lors de la conception d'une station est l'estimation des débits et la caractérisation de l'effluent. Pour cela, il faut réaliser une quantification ainsi qu'une qualification de l'effluent sur plusieurs jours, afin d'obtenir une représentation fidèle des charges à traiter.

### IV.1. Prélèvements et échantillonnages :

Compte tenu de la diversité de la nature des eaux résiduaires ainsi que des systèmes de transfert et de dilution, il est difficile de définir une technique de prélèvement satisfaisante en toute circonstance.

A cet effet, les prélèvements ont été effectués selon les procédures normalisées, pour d'une part respecter les horaires à grande pollution et d'autre part éviter leur dégradation pendant le transport et le stockage. Dont le nombre d'échantillons total est de 8 échantillons (4 pour la période sèche et 4 pour la période humide)

Les normes de pollution des eaux usées urbaines sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1** : Valeurs max de pollution des eaux usées qui arrivent à la station d'épuration

Paramètre	Unité	Variation
PH	/	6,5 à 8,5
Température	/	30
DBO5	mg/l	400
DCO	mg/l	1000
MES	mg/l	500

**IV.2. Résultat des analyses pour le 1<sup>er</sup> rejet (02/10/2017) :**

Les résultats des analyses physico-chimiques du 1<sup>er</sup> rejet de la ville de KHEMISTI sont résumés dans ce tableau :

**Tableau IV.2 : Résultats des analyses physico-chimique.**

Paramètre physico-chimique	Unité	8h00	10 h00	14 h00	16 h00	Min	Moy	Max
Température	°C	15	17	21	22	15	18,75	22
DCO	mg/l	317	518	634	547	317	504	634
DBO5	mg/l	171	313	318	273	171	268,75	318
Nitrite (NO2)	mg/l	0,16	0,15	0,19	0,12	0,12	0,155	0,19
Nitrate (NO3)	mg/l	2	2	2	3	2	2,25	3
Amonium (NH4)	mg/l	113	130	139	161	113	135,75	161
Phosphore	mg/l	21,3	31,1	36,7	45	21,3	33,525	45
MES	mg/l	92	495	478	380	92	294	495
Turbidité	NTU	85	525	484	371	85	366,25	525
Conductivité	µS	3440	3180	3100	3000	3000	3180	3440
PH		7,81	7,68	7,6	7,62	7,6	7,6775	7,81
Oxygène dissous	mg/l	6,5	0	0	0	0	1,625	6,5
SO4	mg/l	546	440	365	325	325	419	546
<b>Métaux lourds</b>								
Fer	mg/l	0,968	/	/	/	0,968	0,968	0,968
Manganèse	mg/l	0,283	/	/	/	0,283	0,283	0,283
Cuivre	mg/l	0,034	/	/	/	0,034	0,034	0,034
Chrome	mg/l	0,015	/	/	/	0,015	0,015	0,015

Source : ONA (TISSEMSILET).

Les résultats des analyses bactériologiques sont présentés dans ce tableau :

**Tableau IV.3 :** Les résultats des analyses bactériologique.

Paramètre recherché	Résultat
Germes totaux 37°	/
Germes totaux 22°	/
Coliforme totaux	/
Coliforme fécaux	/
Streptocoque fécaux	/
Spoires sulfito-réducteur	/
Vibrion	Absence /450 ml
Salmonella	Absence /1 ml
Autres germes	/

Source : ONA (TISSEMSILET).

**IV.3. Résultat des analyses pour le 2<sup>ème</sup> rejet (26/02/2018) :**

Les résultats des analyses physico-chimiques du 1<sup>er</sup> rejet de la ville de KHEMISTI sont résumés dans ce tableau :

**Tableau IV.4 :** Résultats des analyses physico-chimique.

Paramètre physico-chimique	Unit é	8h30	11 h00	13 h00	16 h00	Min	Moy	Max
Température	°C	3	5,5	10,5	11	3	7,5	11
DCO	mg/l	157	127	353	510	127	286,75	510
DBO5	mg/l	40,9	30,6	147,6	265,8	30,6	121,23	265,8
Nitrite (NO2)	mg/l	7	9,5	20	3,4	3,4	9,975	20
Nitrate (NO3)	mg/l	44	69	47	10	10	42,5	69
Amonium (NH4)	mg/l	19,4	26	19	116,5	19	45,225	116,5
Phosphore	mg/l	1,49	2,09	4,8	7,7	1,49	4,02	7,7
MES	mg/l	28	20	120	264	20	108	264
MVS	mg/l	12	12	52	128	12	51	128
Turbidite	NTU	22	17	114	259	17	103	259
Conductivite	µS	5000	4670	3860	3730	3730	4315	5000
PH		7,64	7,9	8,02	8,06	7,64	7,905	8,06

Paramètre physico-chimique	Unité	8h30	11 h00	13 h00	16 h00	Min	Moy	Max
Oxygene dissous	mg/l	9,6	9	6,5	5,5	5,5	7,65	9,6
Azote Kjeldahl	mg/l	20,49	147,3	20	156	20	85,948	156
SO4	mg/l	2180	1820	1480	1200	1200	1670	2180
<b>Métaux lourds</b>								
Fer	mg/l	/	/	/	0,274	0,274	0,274	0,274
Manganèse	mg/l	/	/	/	0,154	0,154	0,154	0,154
Cuivre	mg/l	/	/	/	0,021	0,021	0,021	0,021
Chrome	mg/l	/	/	/	0	0	0	0

Source : ONA (TISSEMSILET).

Les résultats des analyses bactériologiques sont présentés dans ce tableau :

**Tableau IV.5 :** Les résultats des analyses bactériologique.

Paramètre recherché	Résultat
Germes totaux 37°	/
Germes totaux 22°	/
Coliforme totaux	/
Coliforme fécaux	/
Streptocoque fécaux	/
Spoires sulfito-réducteur	/
Vibrion	Absence /450 ml
Salmonella	Absence /1 ml
Autres germes	/

Source : ONA (TISSEMSILET).

#### IV.4. Interprétation des résultats :

Les différents paramètres analysés dont les valeurs sont représentées dans le tableau sont interprétés comme ceci :

- **DBO<sub>5</sub> :**

La demande biochimique en oxygène est une valeur qui va nous permettre de mesurer le degré de pollution en mg/litre.

Cette donnée constatée dans les rejets d'eaux usées de cette ville entre 30,6 mg/l et 318 mg/l.

- **DCO :**

La valeur du DCO est comprise entre 127 mg/l et 634 mg/l et cette valeur nous montre qu'on est dans les normes citées au tableau IV.1

**PH :**

Se référant à la norme de rejet, les eaux usées repérées sont neutres, car se situant entre les valeurs limites de 7.60 et 8.06.

- **Les MES :**

La valeur de MES est comprise entre 20 mg/l et 495 mg/l. Les résultats obtenus nous montrent que les rejets sont chargés en matières en suspension.

- **La turbidité :**

La turbidité des effluents est moyennement élevée. Elle est de 17 NTU à 525 NTU.

- **Les métaux lourds :**

Les métaux lourds sont insignifiants.

- **Les analyses bactériologiques :**

Absence des germes pathogènes.

### **IV.5. Estimation des débits des eaux usées :**

Les débits des eaux usées domestiques pour chaque horizon du projet sont déterminés sur la base des consommations en eau potable, en appliquant un taux de rejet de 80%, c'est à dire avec un coefficient de rejet  $C_{rj} = 0.8$ , nous prenons en considération les paramètres suivants :

- La population pour les trois horizons (2020, 2030, 2040).
- La dotation est de 150 l/hab/j.
- La concentration moyenne de la DBO<sub>5</sub>.
- La concentration moyenne de MES.
- Le réseau d'assainissement est de type unitaire.

Il s'agit de déterminer :

- Le débit moyen journalier  $Q_{moy,j}$  (m<sup>3</sup>/j).
- Le débit moyen horaire  $Q_{moy,h}$  (m<sup>3</sup>/h).
- Le débit moyen diurne  $Q_{md}$ .
- Le débit de pointe par temps sec  $Q_{pte,sec}$ .
- Le débit de pointe par temps de pluie  $Q_{pte,p}$

**IV.5.1. Débit moyen journalier :  $Q_{mj}$  ( $m^3/j$ )**

Le débit moyen journalier est calculé selon la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = Q_{EU} + Q_{par} + Q_{ind} \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

$$Q_{EU} = N_{hab} \times D \times C_{rej} \quad \text{et} \quad Q_{par} = 10\% Q_{EU} = 0,1 \times Q_{EU}$$

Tel que :

$Q_{moy,j}$  : débit moyen journalier d’eaux usées en ( $m^3/j$ ) ;

$Q_{EU}$  : débit moyen des eaux usées domestiques en ( $m^3/j$ ) ;

$Q_{par}$  : débit parasite, il est égale à 10% du débit moyen des eaux usées exprimée en ( $m^3/j$ );

$Q_{ind}$  : débit industrielle en ( $m^3/j$ ),

Comme il n’y a pas des industries dans notre zone donc  $Q_{ind} = 0 \text{ } m^3/j$

$N_{hab}$  : le nombre d’habitation ;

$D$  : dotation journalière l/hab/j ;

$C_{rej}$  : coefficient de rejet d’eaux usées égal à 0.8 ;

**IV.5.2. Débit moyen horaire :  $Q_{moy,h}$  ( $m^3/h$ )**

Il se calcul par la relation suivante :

$$Q_{moy, h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

$Q_{moy,h}$  :débit moyen horaire d’eaux usées en ( $m^3/h$ )

$Q_{moy,j}$  : débit moyen journalier d’eaux usées en ( $m^3/j$ )

**IV.5.3. Débit diurne :  $Q_d$  ( $m^3/h$ )**

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 14 heures consécutives. En effet, la période diurne peut être de 14 heures à 16 heures, le choix de 14 heures est motivé par le fait qu’il s’agit dans notre cas d’une petite agglomération .Il est calculé comme suit :

$$Q_d = \frac{Q_{moy,j}}{14} \dots \dots \dots (IV.3)$$

**IV.5.4. Débit de pointe par temps sec :  $Q_{pt,s}$  ( $m^3/h$ )**

On le calcule par la formule suivante :

$$Q_{pt, s} = C_p \times Q_{moy, j} \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec :

$C_p$  : le coefficient de pointe

Le débit d’eau usée dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d’eau. C’est là qu’intervient la notion de coefficient de pointe



qui permet d'estimer le pique de consommation à partir du débit moyen journalier, ce coefficient est calculé par les relations suivantes :

$$\begin{cases} C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}}; & \text{si } Q_{\text{moy},j} \geq 2,8 \text{ l/s} \\ C_p = 3; & \text{si } Q_{\text{moy},j} < 2,8 \text{ l/s.} \end{cases}$$

**IV.5.5. Débit de pointe par temps de pluie :  $Q_{\text{ptp}}$**

$$Q_{\text{ptp}} = (3 \div 5) \cdot Q_{\text{pte, sec}} \dots \dots \dots \text{(IV.5)}$$

Pour notre cas on optera pour une dilution de 3

Les données de base nécessaires pour le dimensionnement de la station d'épuration pour les trois horizons sont enregistrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.6 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement.**

Paramètre	Unité	Horizon d'étude		
		2020	2030	2040
Population	Eq/hab	19208	21791	24722
$Q_{\text{EU}}$	$\text{m}^3/\text{j}$	2304,96	2614,92	2966,64
$Q_{\text{par}}$	$\text{m}^3/\text{j}$	230,50	261,49	296,66
$Q_{\text{moy},j}$	$\text{m}^3/\text{j}$	2535,46	2876,41	3263,30
$Q_{\text{moy},h}$	$\text{m}^3/\text{h}$	105,64	119,85	135,97
$C_p$	/	1,96	1,93	1,91
$Q_{\text{pts}}$	$\text{m}^3/\text{h}$	207,05	231,70	259,7
$Q_{\text{ptp}}$	$\text{m}^3/\text{h}$	621,15	695,10	777,81
$Q_d$	$\text{m}^3/\text{h}$	181,10	205,46	233,09
Type de réseau	/	Unitaire	unitaire	Unitaire

**IV.6. Estimation de la charge polluante :**

Etant donné la sensibilité des prélèvements effectués sur les eaux usées, qui varient dans le temps et dans l'espace, nous sommes intéressé de calculer les charges polluantes des eaux étudiées à partir des charges polluantes spécifiques par habitant et par jour à avoir une qu'un équivalent habitant rejette par jour :

$$DBO_5 = 55 \text{ g /Eq hab/j}$$

$$DCO = 100 \text{ g /Eq hab/j}$$

$$MES = 60 \text{ g /Eq hab/j}$$

$$\text{Azote : } \begin{cases} \text{NK} = 15 \text{ g /Eq hab/j} \\ \text{P} = 4 \text{ g /Eq hab/j} \end{cases}$$

**IV.6.1. Charge moyenne journalière en DBO5 (L<sub>DBO5</sub>) :**

Cette valeur est calculée à partir de la concentration de la DBO<sub>5</sub>, elle est exprimée en kg/j :

$$L_{DBO5} = [DBO_5] \times Q_{\text{moy,j}} \quad \text{avec} \quad L_{DBO5} = 0.055 \times \text{Nb habitant}$$

Avec :

**L<sub>DBO5</sub>** : charge moyenne journalière en DBO<sub>5</sub> exprimée en (kg/j).

**[DBO<sub>5</sub>]** : concentration moyenne de la DBO<sub>5</sub> exprimée en (kg/m<sup>3</sup>).

**IV.6.2. Charge moyenne des matières en suspension (L<sub>MES</sub>)**

Ce paramètre est calculé à partir de la concentration de MES, elle est exprimée en kg/j :

$$L_{MES} = [MES] \times Q_{\text{moy,j}} \quad \text{avec} \quad L_{MES} = 0.06 \times \text{Nb habitant}$$

Avec

**L<sub>MES</sub>** : charge moyenne journalière en MES exprimée en (kg/j)

**[MES]** : concentration moyenne de MES exprimée en (kg/m<sup>3</sup>)

**IV.6.3. Charge moyenne en DCO(L<sub>DCO</sub>)**

Ce paramètre est calculé à partir de la concentration de MES, elle est exprimée en kg/j :

$$L_{DCO} = [DCO] \times Q_{\text{moy,j}} \quad \text{avec} \quad L_{DCO} = 0.1 \times \text{Nb habitant}$$

Avec

**L<sub>DCO</sub>** : charge moyenne journalière en DCO exprimée en (kg/j)

**[DCO]** : concentration moyenne de DCO exprimée en (kg/m<sup>3</sup>)

**IV.6.4. Charge moyenne de l'azote :**

$$L_{NK} = 0.015 \times \text{Nb habitant} \quad \text{et} \quad L_P = 0.004 \times \text{Nb habitant}$$

Tableau IV.7 : Récapitulatif des charges polluantes.

Paramètre	Unité	Horizon d'étude		
		2020	2030	2040
Population	Eq/hab	19208	21791	24722
$Q_{moy,j}$	m <sup>3</sup> /j	2535,46	2876,41	3263,30
$L_{DBO5}$	Kg/j	1056,44	1198,51	1359,71
[DBO <sub>5</sub> ]	mg/l	416,7	416,7	416,7
$L_{MES}$	Kg/j	1152,48	1307,46	1483,32
[MES]	mg/l	454,54	454,54	454,54
$L_{DCO}$	Kg/j	1920,8	2179,1	2472,2
[DCO]	mg/l	757,57	757,57	757,57
$L_{NK}$	Kg/j	288,12	326,87	370,83
$L_P$	Kg/j	76,83	87,16	98,89

### Conclusion

La caractérisation de l'effluent de KHEMISTI nous permet de connaître les différents polluants à éliminer dont la DBO<sub>5</sub>, la DCO et les MES sont moyennement élevées mais ils restent toujours dans les normes. On conclut que les eaux usées de notre ville d'étude sont domestiques et prête assez bien à l'épuration.

A decorative border resembling a scroll, with a blue outline and rounded corners. The top and bottom edges are slightly curved, and the left and right edges have small, stylized scroll-like details at the corners.

## **Chapitre V :**

### **Etude variantes**

## Etude variantes

### Introduction

Le choix de l'un ou l'autre de ces procédés doit prendre en compte de nombreux critères parmi lesquels la population, le débit, la charge organique, le coût de l'exploitation, etc.

Ce chapitre de l'étude intitulée « étude Variantes », permettra d'illustrer les grandes lignes permettant le choix de la filière d'épuration et l'exploitation de la future station d'épuration dans le but de valoriser les eaux traitées.

### V.1. Dimensionnement des bassins de lagunage

#### V.1.A. Variante I : lagunage aéré

##### V.1.A.1. Filière épuratoire :

Le traitement par lagunage aéré se compose de deux chaînes montées en parallèles comportant chacune trois bassins en série.

- ❖ Bassin d'aération dans lequel est apporté l'oxygène nécessaire à la croissance de la masse bactérienne responsable de la dégradation de charge organique.
- ❖ Bassin de décantation dans lequel les matières décantables (boues) se séparent de l'eau épurée.
- ❖ Bassin de finition dont le rôle est le même que dans le lagunage naturel [8].

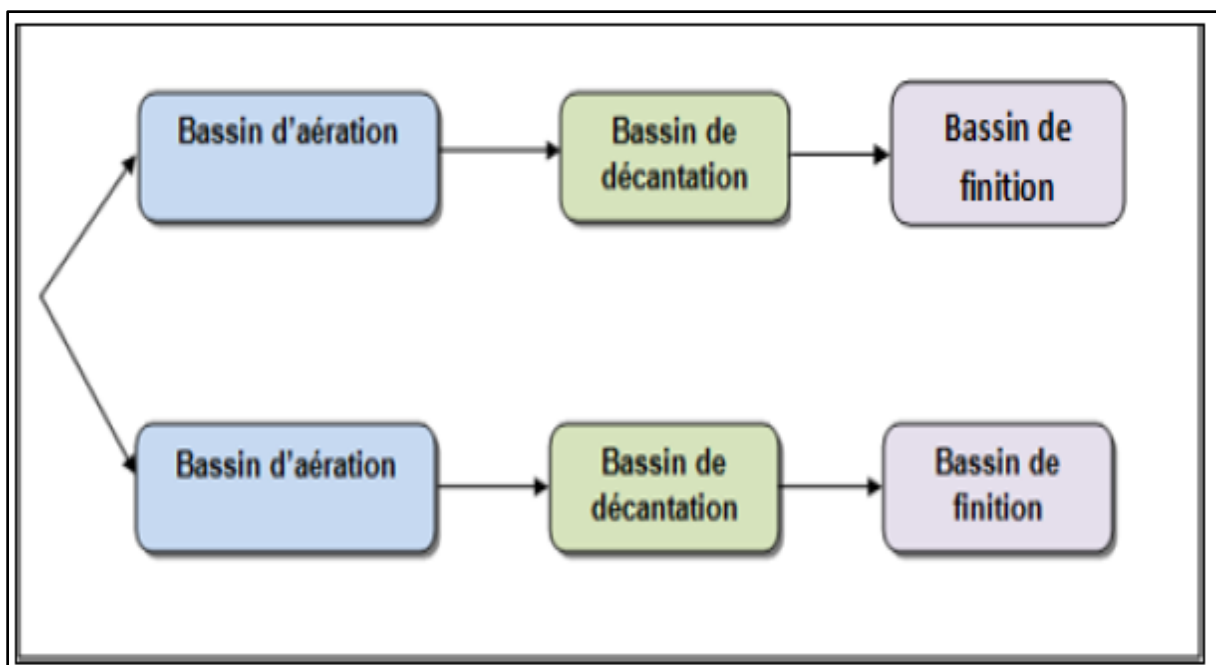


Figure V.1 : Schéma global de la répartition de lagunes aérées.

**V.1.A.2. Dimensionnement définitif (pour l'horizon 2040) :**

**V.1.A.2.1. Bassin d'aération :**

Le débit (Q) des eaux usées étant connu, on fixe un temps de séjours  $t_s$  des eaux usées dans les lagunes pour avoir leur volume total (Vt). La surface totale (St) des bassins est calculée en choisissant une profondeur h dans les limites indiquées par les normes. Avec un rapport  $L/l = 3$  (Longueur / largeur), on détermine les dimensions de la lagune.

On prend : **H = 3m** et  **$t_s = 8,9$  j**

$$V_t = Q_{\text{moy},j} \times t_s \dots\dots\dots(\text{V.1})$$

$$St = \frac{V}{H} = L \times l \dots\dots\dots(\text{V.2})$$

$$V_t = Q_{\text{moy},j} \times t_s = 3263,3 \times 8,9 = 29043,37 \text{ m}^3$$

$$St = \frac{V}{H} = \frac{29043,37}{3} = 9681,12 \text{ m}^2 = 0,97 \text{ ha}$$

On prend 70% de la surface totale pour les bassins d'aération.

Soient :  $V_i, S_i$  : le volume et la surface élémentaires d'aération.

D'où :

$$V_i = \frac{V_t \times 0,7}{2} \dots\dots\dots(\text{V.3})$$

$$S_i = \frac{St \times 0,7}{2} \dots\dots\dots(\text{V.4})$$

On aura donc :

$$V_i = \frac{V_t \times 0,7}{2} = \frac{29043,37 \times 0,7}{2} = 19383,02 \text{ m}^3$$

$$S_i = \frac{St \times 0,7}{2} = \frac{9681,12 \times 0,7}{2} = 3388,39 \text{ m}^2$$

$$\frac{L}{l} = 3 \quad L = 3l \quad S = 3l^2$$

$$l = \sqrt{\frac{S}{3}} = \sqrt{\frac{3388,39}{3}} = 33,6 \text{ m}$$

$$L = 3 \times l = 3 \times 33,61 = 100,8 \text{ m}$$

**V.1.A.2.2. Bassin de décantation :**

On suit la même démarche que pour les lagunes d'aérations, mais avec une hauteur et un temps de séjour plus faible.

On prend :  $t_s = 5,2$  j et  $H = 2$  m

$$V_t = Q_{\text{moy},j} \times t_s = 3263,3 \times 5,2 = 16969,16 \text{ m}^3$$

$$St = \frac{V_t}{H} = \frac{16969,16}{2} = 8484,58 \text{ m}^2 = 0,85 \text{ ha}$$

On propose un système de 2 bassins de décantation fonctionnant en parallèle.

D'où :

$$V_i = \frac{Vt}{2} = \frac{16969,16}{2} = 8484,58 \text{ m}^3$$

$$S_i = \frac{S}{2} = \frac{8484,58}{2} = 4242,29 \text{ m}^2$$

On garde le même rapport  $\frac{L}{l} = 3$

On aura alors :

$$l = \sqrt{\frac{S}{3}} = \sqrt{\frac{4242,29}{3}} = 37,6 \text{ m}$$

$$L = 3 \times l = 3 \times 37,6 = 112,8 \text{ m}$$

#### V.1.A.2.3. Bassin de finition :

C'est le même calcul que les bassins de décantation, mais avec une hauteur  $h=0.8\text{m}$  et un temps de séjour  $t_s = 2,2$  jours

$$V_t = Q_{\text{moy},j} \times t_s = 3263,3 \times 2,2 = 7179,26 \text{ m}^3$$

$$S_t = \frac{V_t}{H} = \frac{7179,26}{0,8} = 8974,07 \text{ m}^2 = 0,9 \text{ ha}$$

On propose un système de 2 bassins de finition fonctionnant en parallèle.

D'où

$$V_i = \frac{Vt}{2} = \frac{7179,26}{2} = 3589,63 \text{ m}^3$$

$$S_i = \frac{S}{2} = \frac{8974,07}{2} = 4487,03 \text{ m}^2$$

On garde le même rapport  $\frac{L}{l} = 3$

On aura alors :

$$l = \sqrt{\frac{S}{3}} = \sqrt{\frac{4487,03}{3}} = 38,67 \text{ m}$$

$$L = 3 \times l = 3 \times 38,67 = 116,01 \text{ m}$$

#### V.1.A.3. Fourniture d'oxygène :

Quel que soit le dispositif d'aération artificielle, les différences se situent au mode d'introduction de l'oxygène et du schéma de circulation.

Une aération optimisée doit être requise par :

- un apport suffisant et régulier d'oxygène.
- une circulation efficace de la masse d'eau.
- une homogénéisation des eaux usées dans le bassin.

#### V.1.A.4. Procédé d'aération :

- turbine flottantes (lentes ou rapide).
- turbine fixes (lente).

**V.1.A.5. Surface au sol :**

Moins de surface de terrain que le lagunage naturel, surface à occuper de (2,72 ha).

La profondeur maximale des bassins est de 3 m.

**V.1.A.6. Fiabilité :**

- tolérant aux variations de charge hydraulique et/ou organiques ;
- tolérant aux effluents concentrés ;
- tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriment ;
- traitement conjoint d’effluents domestique et industriel (biodégradable) ;
- boues stabilisés.

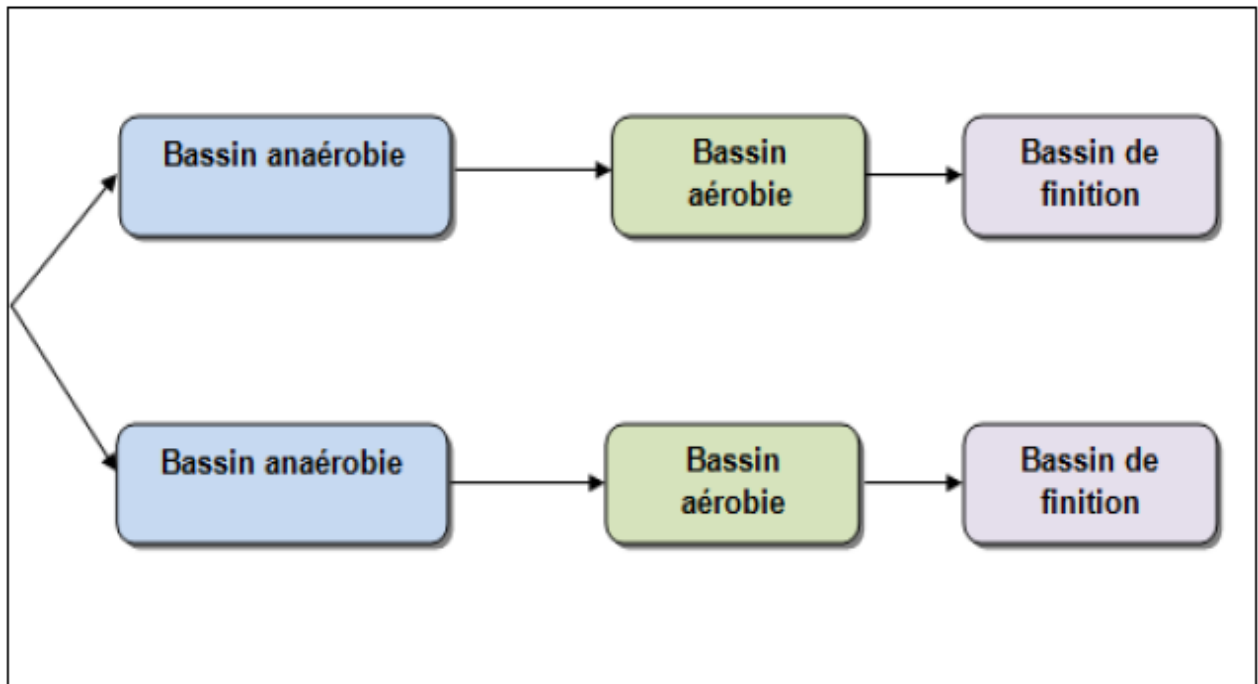
**V.1.A.7. Appréciation globale :**

Une bonne intégration paysagère distante de la ville de KHEMISTI.

**V.1.B. Variante II : Le lagunage naturel**

**V.1.B.1. Filière épuratoire :**

On propose un système composé de deux séries montées en parallèles et chaque série comporte trois bassins qui sont : le bassin anaérobie, le bassin aérobie et le bassin de finition [8].



**Figure V.2 :** Schéma global de la répartition de lagunes naturelles.



**V.1.B.2. Dimensionnement définitif (2040)**

**V.1.B.2.1. Bassin anaérobie :**

Les bassins anaérobies permettent de réduire 40 à 60 % de la charge polluante initiale (DBO). Les profondeurs adoptées pour les bassins anaérobies sont de l'ordre de 1.2 à 1.8 m.

On fixe  $t_s = 5j$

Le dimensionnement est basé sur l'application d'une charge volumique  $\lambda$ .

$$\lambda = \frac{(L_0 \times Q_{moy,j})}{V} \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec :

$\lambda$  : charge volumique, gDBO5/m3. j.

$L_0$  : concentration initiale de la DBO5, en (g/m3).

$V$  : volume des bassins anaérobies en (m3).

La charge volumique et le rendement de la DBO5 sont en fonction de la température de l'air en appliquant les relations suivantes représentées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 : Charge volumique et le rendement de la DBO5**

Température en C°	Charge volumique $\lambda$ gDBO/ m3. j	Réduction BDO5 (%)
<10	100	40
10 –20	20T 100	2T+20
20 –25	10T+100	2T+20
>25	350	70

T= 6,8 °C < 10

On prend une charge volumique de 100 gDBO5/m3. j.

On aura :

$$V = \frac{(L_0 \times Q_{moy,j})}{\lambda} = \frac{416,7 \times 3263,3}{100} = 13598,17 \text{ m}^3$$

**La surface des bassins anaérobie :**

$$S_t = \frac{V}{H} = \frac{13598,17}{1,2} = 11331,81 \text{ m}^2 = 1,13 \text{ ha}$$

On adoptera deux bassins anaérobies, donc la surface de chaque bassin est :

$$S_i = \frac{S_t}{2} = \frac{11331,81}{2} = 5665,9 \text{ m}^2$$

$$L = 4 \times l \text{ donc } S = 4 \times l^2 \quad l = 37,64 \text{ m}$$

$$L = 4 \times l = 4 \times 37,64 = 150,54 \text{ m}$$

**V.1.B.2.2. Bassin aérobie :**

Dans ce type de bassin, les surfaces sont importantes et la profondeur varie de 1 à 1.2 m. Ces bassins jouent un rôle important pour la réduction des bactéries ainsi que la charge polluante.

Le dimensionnement des lagunes aérobie se fait en appliquant les relations suivantes :

$$\lambda = \frac{10 \times L_0' \times Q_{moy,j}}{St} \dots\dots\dots(V.6)$$

Avec :

$\lambda$  : charge surfacique, kg DBO<sub>5</sub>/ha.j.

$L_0'$  : concentration de la DBO<sub>5</sub> de l'effluent à l'entrée du bassin aérobie mg/l (le rendement d'élimination de la DBO<sub>5</sub> dans le bassin anaérobie est de 63%).

$St$  : surface totale des lagunes aérobie en (ha).

La valeur admissible pour  $\lambda$  est proportionnelle à la température :

$$\lambda = 350 (1,107 - 0,002T)^{T^\circ - 25} \dots\dots\dots(V.7)$$

Avec :

$T$  : Température de l'air (°C)  $T = 6,8^\circ C$

$T^\circ$  : Température de l'eau (La température de l'eau en hiver étant supposée supérieure à celle de l'air de 2 à 4°C) = 6,8+4 = 10,8°C

On aura :

$$\lambda = 350 (1,107 - 0,002T)^{T^\circ - 25} = 350 (1,107 - 0,002 \times 6,8)^{10,8 - 25} = 98,49 \text{ kg DBO/ha}$$

Donc la surface est de :

$$St = \frac{10 \times L_0' \times Q_{moy,j}}{\lambda} = \frac{10 \times 151,53 \times 3263,3}{98,49} = 50206,9 \text{ m}^2$$

On adoptera deux bassins facultatifs, donc la surface de chaque bassin est :

$$Si = \frac{St}{2} = \frac{50206,9}{2} = 25103,45 \text{ m}^2$$

$$L = 4 \times l \quad S = 4 \times l^2 \quad \text{donc : } l = 79,22 \text{ m}$$

$$L = 4 \times l = 4 \times 79,22 = 316,88 \text{ m}$$

**Temps de séjour  $t_{s2}$  :**

Le temps de séjour se calcule à partir du volume du bassin, en tenant compte de l'évaporation :

$$T_{s2} = \frac{2.St.H}{(2Q_{moy,j} - 0,001.r.St)} \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec :

$S$  : surface totale des basins aérobie en (m<sup>2</sup>).

$H$  : Hauteur d'eau dans les bassins aérobie en (m). On prend  $H = 1.2 \text{ m}$ .

$r$  : taux d'évaporation en (mm/j),

Les valeurs de l'évaporation est donnée par le tableau suivant :

**Tableau V.4 :** Evaporation moyenne mensuelle (st. Tiaret)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D	Moy an
<b>Evaporation (mm)</b>	38,9	43,0	61,4	74,0	105,8	155,8	236,5	203,7	132,6	91,2	55,3	41,1	103,3

Le taux d'évaporation est calculé comme suit :

$$r = \frac{\text{Evaporation moyenne annuelle}}{365} \dots\dots\dots(\text{V.9})$$

$$r = \frac{\text{Evaporation moyenne annuelle}}{365} = \frac{702,44}{365} = 1,92 \text{ mm/j} \quad \text{donc } r = 1,92 \text{ mm/j}$$

Donc le temps de séjour est de :

$$t_{s2} = \frac{2 \cdot \text{St} \cdot H}{(2Q_{\text{moy},j} - 0,001 \cdot r \cdot \text{St})} = \frac{2 \cdot 50206,9 \cdot 1,2}{(2 \cdot 3263,3 - 0,001 \cdot 1,92 \cdot 50206,9)} = 18,73 \text{ j}$$

**V.1.B.2.3. Bassins de finition :**

Les bassins de finition reçoivent les eaux issues des bassins aérobies. Ce sont des bassins entièrement aérobies caractérisés par un temps de séjour plus court ces bassins assurent une bonne élimination des germes pathogènes et un abattement supplémentaire en azote et en phosphore.

Pour le dimensionnement, on applique la relation suivante :

$$\text{St} = \frac{(2 Q_{\text{mx}} t_{s3})}{(2 H + 0,001 \cdot r \cdot t_{s3})} \dots\dots\dots(\text{V.10})$$

Avec :

**St:** Surface totale des bassins de finition en (m<sup>2</sup>).

**t<sub>s3</sub>:** Temps de séjour dans les bassins de finition en (jours), on fixe Tr<sub>3</sub>=10 jours

**H :** Profondeur de bassin de finition en (m), on prend H=0.8m

**r :** taux d'évaporation en (mm/j),

On aura donc :

$$\text{St} = \frac{(2 Q_{\text{mx}} t_{s3})}{(2 H + 0,001 \cdot r \cdot t_{s3})} = \frac{2 \cdot 3263,3 \cdot 10}{(2 \cdot 0,8 + 0,001 \cdot 1,92 \cdot 10)} = 40307,56 \text{ m}^2 = 4,03 \text{ ha}$$

On adoptera deux bassins de maturations ayant chacun les dimensions suivantes :

$$S = \frac{S}{2} = \frac{40307,56}{2} = 20153,77 \text{ m}^2$$

$$L = 4 \times l \quad \text{donc} \quad S = 4 \times l^2 \quad \text{alors} \quad l = 70,98 \text{ m}$$

$$L = 4 \times l = 4 \times 70,98 = 283,93 \text{ m}$$

### **V.1.B.3. Fourniture en oxygène :**

L'oxygénation est assurée par le développement des végétaux aquatique et micro-organisme qui sous l'action du soleil produisent de l'oxygène (photosynthèse) les échanges gazeux « air – eau » contribuent également à l'oxygénation de l'eau

### **V.1.B.4. Surface au sol :**

Superficie à occuper nous indique qu'il y a lieu d'occuper 10,18 Ha de la lagune.

### **V.1.B.5. Coût d'exploitation :**

Négligeable hormis la gestion et l'exploitation de la station de relevage.

### **V.1.B.6. Fiabilité :**

- Elimination d'une grande partie de nutriments en été et des gènes pathogènes ;
- Bonne adaptation des fortes variations aux charges hydrauliques ;
- Boue de curage bien stabilisé sauf celle en tête du premier bassin.

### **V.1.B.7. Appréciation globale :**

Bonne intégration paysagère surtout a planter une enceinte de la station protégé par une matrice verte contre les vents quel que soit leur direction et leur vitesse.

## **V.2. Recommandation :**

Le lagunage naturel reste économiquement préférable en raison du coût d'exploitation et de l'absence de dépenses d'énergie.

L'aspect économique n'est cependant pas le seul avantage du lagunage. Sa fiabilité et surtout le fait que ses meilleures conditions de fonctionnement et notamment son efficacité bactériologique coïncident avec les périodes les plus chaudes qui sont également les périodes pendant lesquelles les milieux récepteurs sont les plus sensibles en font un outil remarquable pour la protection des ressources naturelles en eau.

Par contre ces performances sont moindres que les procédés intensifs sur la matière organique, qualité du rejet variable selon les saisons, le curage global doit être réalisé à temps pour éviter la baisse sensible des performances.

Tant que le lagunage aéré sera moins exigeant quant aux conditions de terrain puisqu'il implique des volumes trois fois plus faibles et des surfaces inférieures de 6 à 10 fois selon la profondeur des lagunes. Par contre, il nécessitera la fourniture d'oxygène par des équipements dont la puissance et la consommation en énergie seront supérieures à celle du lagunage naturel.

### Conclusion

Après l'étude technico-économique des variantes proposée lors des missions précédentes, nous avons choisi le lagunage aéré comme le moyen le plus approprié pour le traitement des eaux usées domestique de l'agglomération de KHEMISTI.

A decorative border in the shape of a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both ending in rounded, curled ends.

**CHAPITRE VI :**  
**Dimensionnement de la station**  
**d'épuration**

**Dimensionnement de la station d'épuration****Introduction**

La solution retenue pour assurer le traitement de l'ensemble des eaux usées produites par la population de la ville de KHEMISTI est une solution par lagunage Aéré dans des bassins, situés près du milieu récepteur actuel soit à plus de 500 m au Sud de la ville.

La station est conçue pour pouvoir épurer les eaux usées de la région d'étude. Cette étude a été établie pour satisfaire les besoins à l'horizon 2040.

**VI.1. Recommandation pour le choix de site d'implantation :**

La nécessité de la mise en place d'une station d'épuration passe par un ensemble de dispositions qui sont à prendre en considération dans l'élaboration du projet. Pour choisir le site d'implantation on doit tenir compte des conditions suivantes :

- Eviter de construire à proximité d'une zone urbaine, une zone industrielle et un environnement touristique (200 m comme une distance minimale).
- Etude du plan futur (PDAU) qui détermine le sens de l'extension de l'agglomération étudiée à l'avenir.
- L'existence des réseaux électrique, lignes téléphoniques, gaz, pétrole (existant ou programmés).
- Système d'égout (séparatif ou unitaire) et la forme générale de réseaux d'assainissement (tendance des collecteurs, le sens global de drainage des bassins versants).
- Disponibilité du terrain.
- Les pentes suffisantes pour assurer un écoulement par gravité, (le niveau de la région sélectionnée au-dessus du niveau de l'avenir de l'eau).
- L'activité sismique de la région doit être pris en considération, et éviter des obstacles naturels lors de choix de l'emplacement de la station.

**VI.2. Dimensionnement des ouvrages de la station :**

Le dimensionnement des ouvrages de la station se fait à partir du débit de pointe et des charges polluantes en DBO5 et en MES.

**VI.2.A. Ouvrages de prétraitement :**

**VI.2.A.1. Dégrillage :**

Son principe est extrêmement simple, puisqu'il consiste à faire passer l'eau brute à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 10 à 100 mm .La vitesse moyenne de passage de l'eau entre les barreaux est comprise entre 0,6 et 1 m/s.

**VI.2.A.1.1. Types de dégrillage :**

On distingue trois (03) types de dégrillage, sont :

- ❖ **Dégrillage grossier** : épure l'eau avec des grilles espacées de quelques millimètres pour retirer les déchets dont le volume compris entre 3 et 10 cm.
- ❖ **Dégrillage moyen** : épure l'eau avec des grilles moyennes où l'espacement compris entre 2 et 3cm.
- ❖ **Dégrillage fin** : constitué de grilles encore moins espacées. Elimine les déchets d'un volume inférieur ou égal à 1 cm.

**VI.2.A.1.2. Base de calculs du dimensionnement :**

Pour dimensionner un dégrilleur, on doit déterminer la surface de la grille qui a pour rôle d'éliminer les déchets solides relativement volumineux. Les grilles mises en place sont de type manuel, composées de barreaux droits rectangulaires en inox inclinés à 60° sur l'horizontale. La grille est dimensionnée avec une vitesse de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe en temps de pluie (Q<sub>pte, p</sub>).

**VI.2.A.1.3. Critères de conception :**

Les critères de conception d'un dégrilleur mécanique sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau VI.1 : Critères de conception des dégrilleurs [8].**

<b>Diamètre des barreaux (mm)</b>	8-10
<b>Espacement entre les barreaux (mm)</b>	10-50
<b>Pente par rapport à l'horizontal(°)</b>	70-85
<b>Vitesse à travers la grille (m/s)</b>	0,6-0,9
<b>Pertes de charges admissibles (mm)</b>	150

La méthode de calcul utilisée est celle de **KIRSCHMER**. La largeur de la grille est donnée par l'expression :

$$L = \frac{Sx \sin \alpha}{h_{max}(1-C1)x C2} \dots \dots \dots (VI.1)$$



Où :

**S** : Section mouillée de la grille  $S = \frac{Q_{pte,p}}{v}$  exprimé en (m<sup>2</sup>)

**Q<sub>pte,p</sub>** : débit de pointe en temps de pluie (m<sup>3</sup>/s)

**V** : vitesse d'écoulement de l'effluent en (m/s) entre les barreaux, elle peut aller de 0.5 à 1.2 m/s

**h<sub>max</sub>** : hauteur maximale d'eau admissible sur la grille comprise généralement entre 0.15 et 1.5 m

**α** : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal (60° à 80°)

**C<sub>2</sub>** : Coefficient de colmatage dépendant de la qualité de l'eau et du système de reprise des résidus. Généralement :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,1 < C_2 < 0,3 \text{ pour une grille manuelle.} \\ 0,4 < C_2 < 0,5 \text{ pour une grille automatique} \end{array} \right.$$

**C<sub>1</sub>** : Coefficient de passage libre donné par la relation suivante :

$$C_1 = \frac{\text{diamètre des barreaux}}{\text{diamètre des barreaux} + \text{espacement entre les barreaux}} = \frac{d}{d+e} \dots \dots \dots (VI.2)$$

Où :

**d** : l'épaisseur des barreaux de la grille

**e** : l'espace libre entre les barreaux

Les valeurs de « e » et « d » sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2** : Valeurs de « e » et « d » pour les grilles grossières et fines

	Grille grossière	Grille moyenne	Grille fine
e (cm)	3 à 10	2 à 3	0,3 à 1
d (cm)	2	1 à 2	1

Dont le nombre des barreaux est calculé comme suit :

$$N_b = \frac{\text{largeur de la grille}}{\text{Espacement} + \text{diamètre des barreaux}} \dots \dots \dots (VI.3)$$

**VI.2.A.1.4. Pertes de charge (Δh) :**

Une grille provoque des pertes de charge, selon **KIRSCHMER**, ces dernières sont fonction de :

- La forme des barreaux.
- L'espacement entre les barreaux.
- La largeur des barreaux.
- La vitesse d'approche.

• L'inclinaison de la grille.

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

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

Avec :

**d** : diamètre des barreaux (m)

**e** : espacement entre les barreaux(m)

**α**: angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal

**β**: coefficient qui tient compte de la forme des barreaux

**Tableau VI.3** : Valeurs du coefficient β en fonction de la forme des barreaux [8].

Forme des barreaux	B
Rectangulaire à arrête à angle droit	2,42
Rectangulaire avec face amant circulaire	1,83
Circulaire	1,79

❖ **Grille grossière :**

En prévoit une grille grossière en Acier inoxydable pour éliminer les grandes particules :

e = 30 mm

d = 20 mm

Q<sub>pte,p</sub> = 777,81 m<sup>3</sup>/h = 0,22 m<sup>3</sup>/s

C<sub>1</sub> : Coefficient de la section libre :

$$C_1 = \frac{d}{e+d} = \frac{20}{30+20} = 0,4$$

C<sub>2</sub> = 0,30

V = 0,8 m/s

α = 60°

h max = 1,5 m

β = 1,75 pour des barreaux ronds

$$S = \frac{Q_{pte,p}}{v} = \frac{0,22}{0,8} = 0,275 \text{ m}^2$$

$$\text{La largeur de la grille } L = \frac{S \times \sin \alpha}{h_{max} \times (1 - C_1) \times C_2} = \frac{0,275 \times \sin(60)}{1,5 \times (1 - 0,4) \times 0,3} = 0,88 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur de la grille} = \frac{\text{superficie}}{\text{largeur de la grille}} = \frac{1,15}{3,7} = 0,31 \text{ m}$$

$$N_b = \frac{\text{largeur de la grille}}{\text{Espacement} + \text{diamètre des barreaux}} = \frac{88}{2 + 3} = 18$$

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} \times \frac{V^2}{2g} \times \sin \alpha = 1,75 \times \left(\frac{20}{30}\right)^{4/3} \times \frac{(0,8)^2}{2 \times 9,81} \times \sin(60) = 28,79 \text{ mm}$$

❖ Grille Fine :

Nous considérons une grille Manuelle en Acier inoxydable

$$e = 10 \text{ mm}$$

$$d = 10 \text{ mm}$$

$$Q_{pte,p} = 777,81 \text{ m}^3/\text{h}$$

C<sub>1</sub> : Coefficient de la section libre :

$$C_1 = \frac{d}{d+e} = \frac{10}{10+10} = 0,5$$

$$C_2 = 0,30$$

$$V = 0,8 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 60^\circ$$

$$h_{\text{max}} = 1,5 \text{ m}$$

$\beta = 1,75$  pour des barreaux ronds

$$S = \frac{Q_{pte,p}}{V} = \frac{0,22}{0,8} = 0,275 \text{ m}^2$$

$$\text{La largeur de la grille } L = \frac{S \times \sin \alpha}{h_{\text{max}} \times (1 - C_1) \times C_2} = \frac{0,275 \times \sin(60)}{1,5 \times (1 - 0,5) \times 0,3} = 1,05 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur de la grille} = \frac{\text{superficie}}{\text{largeur de la grille}} = \frac{0,275}{1,05} = 0,3 \text{ m}$$

$$N_b = \frac{\text{largeur de la grille}}{\text{Espace} + \text{diamètre des barreaux}} = \frac{105}{1 + 1} = 53$$

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{d}{e}\right)^3 \times \frac{V^2}{2g} \times \sin \alpha = 1,75 \times \left(\frac{10}{10}\right)^3 \times \frac{(0,8)^2}{2g} \times \sin(60) = 49,44 \text{ mm}$$

**Remarque :**

Les valeurs des pertes de charges sont inférieures à la valeur admissible.

**VI.2.A.1.5. Le volume refus annuel du dégrilleur :**

❖ Le refus annuel de la Grille grossière :

$$V_R = \frac{12}{d} \dots\dots\dots(\text{VI.5})$$

$$V_{R'} = \frac{15}{d} \dots\dots\dots(\text{VI.6})$$

Avec :

**d** : Espacement entre les barreaux en cm

On aura alors :

$$V_R = \frac{12}{d} = \frac{12}{20} = 0,6 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 24722 \text{ EH} : V_R = 14,83 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$V_{R'} = \frac{15}{d} = \frac{15}{20} = 0,75 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 24722 \text{ EH} : V_{R'} = 18,54 \text{ m}^3/\text{an}$$

Donc le volume varie de 14,83 à 18,54 m<sup>3</sup>/an, avec un volume moyen des refus de 16,69 m<sup>3</sup>/an.

❖ **Le refus annuel de la Grille fine :**

$$V_R = \frac{12}{d} = \frac{12}{10} = 1,2 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 24722 \text{ EH} : V_R = 29,67 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$V_{R'} = \frac{15}{d} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 24722 \text{ EH} : V_{R'} = 37,08 \text{ m}^3/\text{an}$$

Donc le volume varie de 29,67 à 37,08 m<sup>3</sup>/an, avec un volume moyen des refus de 33,38 m<sup>3</sup>/an.

**Remarque :**

La quantité de refus de dégrillage est évacuée dans une benne à l'aide d'une Vis transporteuse compacteuse.

**VI.2.A.2. Dessablage :**

Le dessablage s'effectuera dans un (01) ouvrage longitudinal avec deux (02) couloirs, fonctionnement en alternance et dimensionnés pour accepter le débit de pointe. Les ouvrages de dessablage sont de type statique, ils sont dimensionnés sur la base des critères suivants :

- Un dessablage avec une reprise manuelle des sables.
- Débit de pointe en temps de pluie (Q<sub>p</sub>) de 777,81 m<sup>3</sup>/h
- Temps de séjour (t<sub>s</sub>) de 10 min.
- Profondeur du bassin est de 1,5 m
- On adopte le rapport L/H = 10

**VI.2.A.2.1. Le volume total :**

Le volume est calculé par la formule suivante :

$$V = Q_{\text{pte,p}} \times t_s \dots \dots \dots \text{(VI.7)}$$

Avec :

**V** : volume du déssableur en (m<sup>3</sup>)

**Q<sub>pte,p</sub>** :débit de pointe en temps de pluie exprimé en (m<sup>3</sup>/j)

**t<sub>s</sub>** : temps de séjour, dans notre cas on prend t<sub>s</sub>=10min

Donc nous aurons :

$$V = Q_{\text{pte,p}} \times t_s = \frac{777,81}{60} \times 10 = 129,6 \text{ m}^3$$

La surface horizontale est calculée comme suite :

$$S_h = \frac{V}{H} = L \times l \dots \dots \dots \text{(VI.8)}$$

Avec :

**S<sub>h</sub>** : surface horizontale du déssableur en (m<sup>2</sup>)

**L** : longueur du déssableur en (m)

**l** : largeur du déssableur en (m)

**H** : profondeur du bassin

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{129,6}{1,5} = 86,4 \text{ m}^2 \quad \text{Donc la surface pour 1 couloir est de } S = 43,2 \text{ m}^2$$

Largeur et longueur :

$$\frac{L}{H} = 10 \quad \text{et} \quad S = l \times L$$

$$\frac{L}{H} = 10 \quad L = 10 \times H = 10 \times 1,5 = 15 \text{ m}$$

$$l = \frac{S}{L} = \frac{43,2}{15} = 2,88 \text{ m} \quad \text{On prend } l = 3 \text{ m}$$

**VI.2.A. 3. Le dégraissage :** le dimensionnement s'effectue sur la base des critères suivants :

- Un temps de séjours de 20 min
- Profondeur du bassin est de 1,5 m
- On adopte le rapport L/H = 10

On aura alors :

$$V = Q \text{ pte,p} \times t_s = \frac{777,81}{60} \times 20 = 259,27 \text{ m}^3$$

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{259,27}{1,5} = 172,84 \text{ m}^2$$

$$\frac{L}{H} = 10 \quad L = 10 \times H = 10 \times 1,5 = 15 \text{ m}$$

$$l = \frac{S}{L} = \frac{86,42}{15} = 5,76 \text{ m} \quad \text{On prend } l = 6 \text{ m}$$

On prend les dimensions du dégraisseur, on aura alors un déssableur-dégraisseur avec un volume de 259,27 m<sup>3</sup> et une surface horizontale de 172,84 m<sup>2</sup>

**Remarque :**

Les huiles et les graisses sont collectées par écumage dans des bacs à graisse. Puis transportées directement vers la décharge.

**VI.2.A.2.2. Volume du sable retenu :**

$$W_s = N \times Q \dots\dots\dots(VI.9)$$

Avec :

**W s :** Volume du sable retenu.

**N :** Nombre d'habitant N = 24722

**Q :** Quantité de sable par un habitant, on admet généralement Q = 5 à 12 l / hab /an.

$$W_s = 24722 \times 12 = 296664 \text{ l /an.}$$

$$W_s = 296,66 \text{ m}^3 \text{ /an}$$

**VI.2.A.2.3. Evacuation des sables du dessableur :**

Le tableau suivant donne une comparaison entre les systèmes d'évacuation de sable :

**Tableau VI.4 :** Comparaison des procédés d'évacuation de sable [9].

Systemes	Avantages	Inconvénients
<b>Pompage</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Simplicité</li> <li>• Pas trop d'accessoires</li> <li>• Pas de génie civil spécial</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Efficacité influencée par les pannes de pont racleur ou la défaillance des racles</li> </ul>
<b>Air lift fixe</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Simplicité et efficacité</li> <li>• Pas de génie civil spécial</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• efficacité influencée par les pannes de pont racleur et la défaillance des racles</li> </ul>
<b>Air lift mobile</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Efficacité non influencée par les arrêts de pont racleur</li> <li>• Peu d'accessoires</li> <li>• Fréquence de curage de dessableur moindre</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Câblage adapté au mouvement de racleur</li> </ul>

Pour notre cas, on peut favoriser le système d'air lift fixe.

**VI.2.A.2.4. Injection d'air :**

Le débit d'air est estimé de 0.5 à 2 m3 /h et par m3 de capacité de l'ouvrage.

L'insufflation d'air est assuré avec une charge 1,5 m3 / m3 d'eau, d'où le volume d'air nécessaire par jour est :

$$\mathbf{V_{air} = 1,5 \times Q_p \dots\dots\dots(VI.10)}$$

$$V_{air} = 1,5 \times Q_p = 1,5 \times 777,81 \times 24 = 28001,16 \text{ m}^3 \text{ d'air / j}$$

$$V_{air} = 28001,16 \text{ m}^3 \text{ d'air / j}$$

**VI.2.A.2.5. Calcul des charges polluantes à la sortie du dessableur :**

Le dessableur élimine dans les environs de 70 % des matières minérales présentes dans les eaux usées :

$$\mathbf{MMS_{sortie} = 30\% MMS_{entrée}}$$

Les matières en suspension contiennent 30 % des matières minérales (MM) et 70 % des matières volatiles en suspension (MVS)

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

Avec :

**MMS** entrée : matières minérales en suspension à l'entrée du déssableur.

**MMS** sortie : matières minérales en suspension à la sortie du déssableur.

**MVS** : matières volatiles en suspension.

**MES** : matières en suspension à l'entrée du déssableur.

D'après ces hypothèses, on peut calculer les quantités des matières éliminées par le déssableur :

$$\text{MMS entrée} = 0.3 \times \text{MES} = 0.3 \times 791,67 = 237,50 \text{ mg/l}$$

$$\text{MMS sortie} = 0.3 \times \text{MMS entrée} = 0.3 \times 237,50 = 71,25 \text{ mg/l}$$

$$\text{MVS entrée} = \text{MVS sortie} = 0.7 \times \text{MES} = 0.7 \times 791,67 = 554,14 \text{ mg/l}$$

$$\text{MES sortie} = \text{MMS sortie} + \text{MVS sortie} = 71,25 + 554,14 = 625,39 \text{ mg/l}$$

Le tableau ci-dessous représente les caractéristiques du prétraitement :

**Tableau VI.5** : Récapitulation de dimensionnement du prétraitement.

Paramètre	Unité	Horizon 2040
<b>Débit de point <math>Q_{pte,p}</math></b>	$m^3/h$	777,81
<b>Dégrilleur</b>		
<b>Grille grossière</b>		
<b>Surface</b>	$m^2$	0,275
<b>Nombre de grille</b>	U	1
<b>Largeur</b>	M	0,88
<b>Hauteur</b>	M	0,31
<b>Nombre des barreaux</b>	U	18
<b>Perte de charge</b>	mm	28,79
<b>Volume annuel de refus</b>	$m^3/an$	16,69
<b>Grille fine</b>		
<b>Surface</b>	$m^2$	0,275
<b>Nombre de grille</b>	U	1
<b>Largeur</b>	M	1,05
<b>Hauteur</b>	M	0,3
<b>Nombre des barreaux</b>	U	53
<b>Perte de charge</b>	mm	49,44
<b>Volume annuel de refus</b>	$m^3/an$	33,38

Paramètre	Unité	Horizon 2040
<b>Déssableur</b>		
Temps de séjour $t_s$	min	10
Nombre d'ouvrage	U	1
Nombre de couloir	U	2
Volume total V	m <sup>3</sup>	259,27
Section horizontale $S_h$	m <sup>2</sup>	172,84
Largeur d'un canal l	m	6
Longueur d'un canal L	m	15
Hauteur H	m	1,5
Volume de sable retenu $W_s$	m <sup>3</sup> /an	296,66
Quantité d'air injecter V air	m <sup>3</sup> d'air /j	28001,16
<b>Charges éliminées</b>		
$MMS_{\text{sortie}}$	(mg / l)	71,25
$MVS_{\text{sortie}}$	(mg / l)	554,14
$MES_{\text{sortie}}$	(mg / l)	635,39

**Conclusion :**

Le prétraitement a pour but d'éliminer les déchets solides et piéger les sables, il a été conçu un ouvrage spécifique d'un dégrilleur mécanisé de deux série (grilles grossières et grilles fines). Puis l'effluent passe au dessablage de 172,84 m<sup>2</sup> de surface.

**VI.2.B. Traitement biologique :**

Le traitement sera réalisé sur deux lignes parallèles comprenant chacune :

- Lagune d'aération par des aérateurs de surface
- Lagune d'aération par des aérateurs de surface
- Lagune de finition ou lagune tertiaire,



**VI.2.B.1. Récapitulation du dimensionnement de lagunes aérées :**

Les dimensions des lagunes aérées sont calculées dans le chapitre précédent, résumé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6 :** récapitulation du dimensionnement de lagunes aérées

<b>Dimension</b>	<b>Unité</b>	<b>Horizon 2040</b>
<b>Lagune d'aération</b>		
<b>Volume</b>	m <sup>3</sup>	29043,37
<b>Surface</b>	ha	0,97
<b>Nombre de bassins</b>	u	2
<b>Longueur</b>	m	100,8
<b>Largeur</b>	m	33,6
<b>Hauteur</b>	m	3
<b>Temps de séjour</b>	j	8,9
<b>Lagune de décantation</b>		
<b>Volume</b>	m <sup>3</sup>	16969,16
<b>Surface</b>	ha	0,85
<b>Nombre de bassins</b>	u	2
<b>Longueur</b>	m	112,8
<b>Largeur</b>	m	37,6
<b>Hauteur</b>	m	2
<b>Temps de séjour</b>	j	5,2
<b>Lagune de finition</b>		
<b>Volume</b>	m <sup>3</sup>	7179,26
<b>Surface</b>	ha	0,9
<b>Nombre de bassins</b>	u	2
<b>Longueur</b>	m	38,67
<b>Largeur</b>	m	116,01
<b>Hauteur</b>	m	0,8
<b>Temps de séjour</b>	j	2,2

**Remarque :**

On admit une hauteur complémentaire (Revanche) de 0,6 m pour chaque bassin.

**VI.2.B.2. Charge et rendement pour chaque bassin (Horizon 2040) :**

**VI.2.B.2.1. Modèle de calcul :**

Le fonctionnement du lagunage aéré est régi par la formule suivante :

$$\frac{L_f}{L_0} = \frac{1}{1 + Kx t_s} \dots\dots\dots(VI.11)$$

**L<sub>f</sub>** : concentration en DBO à la sortie du bassin

**L<sub>0</sub>** : concentration en DBO à l'entrée du bassin

**t<sub>s</sub>** : temps de séjour

**K** : constante de vitesse (jr-1) qui dépend de la nature de l'effluent, elle est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau VI.7 :** Différentes valeurs de K en fonction de la nature de l'effluent.

Type d'effluent	J <sub>r</sub> <sup>-1</sup>
Effluents urbains bruts	0,35 à 0,39
Effluents d'un traitement primaire	0,35
Effluents d'un traitement secondaire	0,12 à 0,23

On prend : K<sub>0</sub> = 0.35 J<sub>r</sub><sup>-1</sup>

**VI.2.B.2.2. Charge volumique :**

C'est le rapport de la charge en DBO5 reçue sur le volume du bassin d'aération.

$$C_v = \frac{\text{charge en DBO5 à l'entrée} \left(\frac{\text{kg}}{\text{j}}\right)}{\text{volume de bassin}} \dots\dots\dots(VI.12)$$

Ella permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

On distinguera ainsi 5 classes de boues activées :

**Tableau VI.8 :** les valeurs de C<sub>m</sub> et C<sub>v</sub> pour la déférente charge [8].

	C <sub>v</sub>	C <sub>m</sub>
<b>Aération prolongée</b>	< 0,36	< 0,1
<b>Faible charge</b>	0,36 à 0,7	0,1 à 0,2
<b>Moyenne charge</b>	0,7 à 1,7	0,2 à 0,5
<b>Forte charge</b>	1,7 à 3	0,5 à 1
<b>Très forte charge</b>	> 3	> 1

**VI.2.B.2.3. Charge surfacique :**

C'est le rapport de la charge en DBO5 reçue sur la quantité de boues présente dans le bassin d'aération.

$$C_m = \frac{\text{nourriture}}{\text{boues}} = \frac{\text{kg DBO5 reçue}}{\text{kg MVS(dassin d'aération)}} \dots\dots\dots(\text{VI.13})$$

Elle caractérise l'équilibre biologique du traitement

**Tableau VI.9 :** charge et rendement pour chaque bassin.

Paramètre	Unité	Bassin B1	Bassin B2	Bassin B3
Temps de séjour moyen	Jours	8,9	5,2	2,2
Charge à l'entrée	Kg DBO/J	1359,71	330,43	117,17
Concentration à l'entrée	mg DBO/l	416,7	101,26	35,91
Volume (Q.t.s)	m <sup>3</sup>	29043,37	16969,16	7179,26
Charge volumique	g DBO/m3 J	46,82	19,47	16,32
Charge surfacique	g DBO/m2 J	139,92	57,26	48,35
Charge à la sortie	Kg DBO/J	330,43	117,17	66,2
concentration à la sortie	mg DBO/l	101,26	35,91	20,29
Rendement	%	75,7	64,44	43,5

Temps de séjour Total = t<sub>1</sub> + t<sub>2</sub> + t<sub>3</sub> = 8,9 + 5,2+2,2 = 16.3 jours

Rendement global = 95 %

**VI.2.B.3. Aération :** la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation de la pollution (BDO5 et azote) est calculée par la relation suivante :

$$q \text{ O } 2 \text{ (kg/J)} = a' \times L e + b' \times S v + 4,3 \times N_N - 2,85 \times c' \times N_{DN} \dots\dots\dots(\text{VI.14})$$

Avec :

**a'** : Quantité de O<sub>2</sub> nécessaire à l'oxydation de 1 kg de DBO<sub>5</sub>, égal à 0,65

**Le** : Quantité de BDO à éliminer en Kg/J.

**b'** : Quantité de O<sub>2</sub> nécessaire à la respiration endogène de 1 kg de MVS de boues par jour, égal à 0,065

**Sv** : Masse de la biomasse dans le bassin d'aération en Kg, donnée par la relation suivante :

$$X_t = X_a \times V_{ba} \text{ avec } X_a = 3,5 \text{ g/l}$$

**4,3** : Taux de conversion de l'azote réduit en azote nitrique

**N<sub>N</sub>** : charge journalière d'azote à nitrifier (kg/J).

**2,85** : Taux de conversion de l'azote

**c'** : Fraction de O<sub>2</sub> des NO<sub>3</sub> - récupérée par dénitrification (entre 60-70%)

**N<sub>DN</sub>** : charge journalière d'azote à dénitrifier (kg/J)

**VI.2.B.3.1. Calcul des besoins en énergie dans les lagunes d'aérations (p<sub>m</sub>) :**

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 Kg O<sub>2</sub>/Kwh.

On la prend 1,5 kg O<sub>2</sub>/Kwh

La puissance minimale à installer sera de :

$$P_m = \frac{q_{O_2}}{\frac{24}{1,5}} \dots\dots\dots(VI.15)$$

A cette condition d'oxygénation s'ajoute la puissance de brassage :

$$P_B = Be_{SB} \times V \dots\dots\dots(VI.16)$$

**Avec :**

**Be<sub>SB</sub>** : besoin spécifique au brassage = 5 w/m<sup>3</sup>

**V** : le volume du bassin

**VI.2.B.3.2. La puissance totale des aérateurs :**

La puissance totale des aérateurs doit être de :

$$P = P_B + P_m \dots\dots\dots(VI.17)$$

**VI.2.B.3.3. Déterminations du nombre des aérateurs :**

Le nombre des aérateurs est donné par :

$$N = \frac{P_{aér\ tot}}{P_{aér}} \dots\dots\dots(VI.18)$$

**Avec :**

**P** : puissance des aérateurs à installer en (KW).

**P<sub>aér</sub>** : puissance d'un aérateur en (KW), en prenant des aérateurs de 55KW

**VI.2.B.3.4. Choix des aérateurs :**

Les systèmes d'aération utilisés dans les installations d'épuration

Les différents systèmes d'aération utilisés de nos jours sur les stations d'épuration peuvent être classés en trois catégories :

- Aérateurs mécaniques de surface
- Aérateurs à injection d'air
- Aérateurs à base de pompes.

Ces dispositifs ont généralement une double fonction : l'aération mais aussi le brassage du contenu d'un bassin pour maintenir en suspension les microorganismes et permettre les échanges d'oxygène et de matières nutritives entre liquide et bactéries.

Nous allons opter pour des aérateurs de surface.

❖ **Aérateurs de surface :**

Ils sont dominants sur les petites et moyennes installations à boues activées et sur les lagunes, rares sur les très grosses stations d'épuration [9].

Il s'agit d'appareils qui assurent principalement la dissolution d'oxygène par projection dans l'air de la liqueur à aérer. Interviennent également l'introduction dans la masse liquide des bulles formées lors de la retombée de l'eau projetée et le renouvellement de la surface libre du liquide.

On distingue trois types d'aérateurs de surface :

- La turbine lente ;
- La turbine rapide ;
- La brosse.

❖ **Turbine rapide**

C'est un aérateur à axe vertical et à vitesse rapide. Il est constitué par une hélice généralement placée à l'intérieur d'une cheminée de faible diamètre et entraînée directement par le moteur (entre 700 et 1500 t/mn).

Les turbines rapides sont la plupart du temps montées sur flotteurs.

Elles sont principalement installées sur les lagunes et sur les cuves à niveau variable (en position centrale ou en manège).

❖ **Les avantages de ces systèmes**

- Un faible coût d'achat.
- L'absence de projection d'eau et de limitation de taille des bassins.
- Une bonne capacité de mélange.
- Portable et génèrent moins de bruit que les autres systèmes.

❖ **Les inconvénients de ces systèmes**

- Mauvaise aptitude à transférer l'oxygène.
- Difficultés liées à la conception mécanique

**NB :**

Notre choix est fixé pour les aérateurs de surface de type turbine rapide car ce système a un faible coût d'achat et génère moins de bruit que les autres systèmes.

**Bassin B1 :**

$$qO_2 \text{ (kg/J)} = a' \times L_e + b' \times S_v + 4,3 \times N_N - 2,85 \times c' \times N_{DN} = 0,65 \times 1029,28 + 0,065 \times 3,5 \times 29043,37 + 4,3 \times 427,49 - 2,85 \times 0,65 \times 427,49 = 8322,68 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$P_m = \frac{q_{O_2}}{\frac{24}{1,5}} = \frac{8322,68}{\frac{24}{1,5}} = 231,18 \text{ kw}$$

$$P_B = Be_{SB} \times V = 5 \times 29043,4 = 145,2 \text{ Kw}$$

$$P = P_B + P_m = 231,18 + 145,2 = 376,38 \text{ kw}$$

$$N = \frac{P}{P_{a\acute{e}r}} = \frac{201,85}{55} = 7$$

**Bassin B2 :**

$$q_{O_2} \text{ (kg/J)} = a' \times L_e + b' \times S_v + 4,3 \times N_N - 2,85 \times c' \times N_{DN} = 0,65 \times 213,26 + 0,065 \times 3,5 \times 16969,16 + 4,3 \times 427,49 - 2,85 \times 0,65 \times 427,49 = 5045,38 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$P_m = \frac{q_{O_2}}{\frac{24}{1,5}} = \frac{5045,38}{\frac{24}{1,5}} = 140,15 \text{ kw}$$

$$P_B = Be_{SB} \times V = 5 \times 16969,16 = 84,84 \text{ Kw}$$

$$P = P_B + P_m = 140,15 + 84,84 = 224,99 \text{ kw}$$

$$N = \frac{P}{P_{a\acute{e}r}} = \frac{224,99}{55} = 5$$

**Tableau VI.10 :** Les caractéristiques des aérateurs.

Paramètre	Unité	Bassin B1	Bassin B2
<b>L<sub>0</sub></b>	mg/l	416,7	101,3
<b>Q<sub>moy</sub></b>	m <sup>3</sup> /h	3263,3	3263,3
<b>V</b>	m <sup>3</sup>	29043,4	16969,16
<b>q<sub>o2</sub></b>	kg O <sub>2</sub> /J	8322,68	5045,38
<b>P<sub>m</sub></b>	Kw	231,18	140,15
<b>P<sub>B</sub></b>	Kw	145,2	84,84
<b>P</b>	Kw	376,38	224,99
<b>Nombre d'aérateurs</b>	u	8	6
<b>Puissance d'aérateur</b>	Kw	55	55

**Conclusion :**

Aérateurs de surface flottant à entraînement direct (AQUA TURBO)

- 8 aérateurs répartis par paire entre les bassins B1-1 et B1-2 (4 aérateurs pour chaque bassin) avec une puissance à fournir de 55 KW chacun (transmise à l'eau)
- 6 aérateurs répartis entre les bassins B2-1 et B2-2 (3 aérateur pour chaque bassin) avec une puissance à fournir de 55 KW (transmise à l'eau) Le diamètre de dispersion d'oxygène étant de 25m à 30m

**VI.2.B.3.5. Calcul de la puissance apparente nécessaire :**

Pour le fonctionnement des aérateurs il faut une puissance de :

$$S = \frac{\sum P_i}{\eta} \dots\dots\dots(VI.19)$$

On aura donc :

$$S = \frac{\sum P_i}{\eta} = \frac{(55 \times 14) \times 1000}{0.7} = 1100 \text{ KVA}$$

**VI.2.C. Traitement des boues :**

**VI.2.C.1. Déshydratation des boues :**

Les boues extraites des étangs anaérobies sont évacuées sur des lits de séchage naturel. Ceux-ci seront implantés du côté le plus éloigné du terrain de la station de lagunage, pour permettre l'évacuation gravitaire des eaux de drainage dans ces mêmes bassins.

Les boues sèches seront extraites des lits manuellement et/ou par des engins mécaniques légers (mini chargeuse) pour être évacuées tout d'abord vers une aire de stockage intermédiaire avant leur transport vers le site de décharge.

**VI.2.C.2. Dimensionnement du lit de séchage :**

Le calcul des surfaces des lits de séchage résulte de la prise en compte des paramètres suivants :

- Production de boues : 40 l/EH/an.
- Siccité des boues : 10% en fond de bassin 8% à l'extraction
- L'épaisseur maximale de boues épandues sur les lits : 80 cm.

**VI.2.C.2.1. Calcul du volume de boue :**

$$\begin{array}{l}
 1 \text{ H} \longrightarrow 40 \text{ l} \\
 24722 \text{ H} \longrightarrow V_b (1) \\
 V_b = \frac{24722 \times 40}{1000} = 988,88 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad V_b = 988,88 \text{ m}^3
 \end{array}$$

**VI.2.C.2.2. Calcul de la surface totale des lits de séchage :**

L'épaisseur maximale de boues épandues sur les lits : 80 cm. (H = 0,8 m).

$$S_t = \frac{V_b}{H} = \frac{988,88}{0,8} = 1236,1 \text{ m}^2$$

**VI.2.C.2.3. Calcul de la surface de chaque bassin :**

On prévoit 4 lit de séchages

Donc la surface de chaque bassin :

$$S_b = \frac{S_t}{4} = \frac{1236,1}{4} = 309,03 \text{ m}^2$$

On prend le rapport  $\frac{L}{l} = 1,5$  donc  $L = 1,5 \times l$  alors  $S = 1,5 l^2$

$$l = \sqrt{\frac{Sb}{1,5}} = \sqrt{\frac{309,03}{1,5}} = 14,35\text{m} \quad \text{On prend } l = 14,5 \text{ m}$$

$$L = 1,5 \times l = 14,5 \times 1,5 = 21,75 \text{ m}$$

**VI.2.C.2.4. Volume de chaque bassin :**

$$V_b = L \times l \times H = 14,5 \times 21,75 \times 0,8 = 252,3 \text{ m}^3$$

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

**Tableau VI.11 : Caractéristiques du lit de séchage.**

Paramètre	Unité	Valeur
Volume des boues	m <sup>3</sup>	988,88
L'épaisseur des boues	m	0,8
Nombre des bassins	u	4
Surface total	m <sup>2</sup>	1236,1
Surface de chaque bassin	m <sup>2</sup>	309,03
Longueur	m	21,75
Largeur	M	14,5
Volume de chaque bassin	m <sup>3</sup>	252,3

**VI.2.C.3. Analyse de la production de boues :**

S= masse DBO entrée – masse DBO sortie (mg/l)

EH = charge éliminée / 50g

Production des boues :

$$1EH = 40 \text{ l/an}$$

**Tableau VI.12 : Production annuel de boues.**

Paramètre	1er Bassin	2ème Bassin	3ème Bassin
Masse DBO entrée mg/l	416,7	101,3	35,9
Masse DBO sortie mg/l	101,3	35,9	20,3
S (mg/l)	315,4	65,4	15,6
Débit journalier m3/j	3263,30	3263,30	3263,30
Charge éliminé g/j	1029244,8	213419,8	50907,5
Soit en EH	20584,9	4268,4	1018,15
Production annuelle de boues (Litre)	823396	170736	40726
soit par an en m3	823,4	170,7	40,73



### VI.2.C.4. L'enlèvement des boues :

Le lagunage aéré conduit à une production importante de boues issues de la décantation et qui est directement liée à la charge de l'effluent en DBO5 et en MES à l'entrée. Cependant, le curage de ces boues ne se fait pas quotidiennement mais pendant une durée de fonctionnement dépendant de l'emplacement des lagunes :

- Tous les 1 à 3 ans pour une lagune de décantation en tête.
- De 10 à 15 ans de fonctionnement sur le premier bassin aéré
- Tous les 20 ans sur les bassins suivants.

La durée entre les deux enlèvements est donnée par :  $V/10/\text{production annuelle de boues}$

❖ Le bassin B1 :  $29043,37 \text{ m}^3 / 10 = 2904,33 \text{ m}^3$

La durée entre les deux enlèvements sera :  $2904,33 / 823,4 = 3,5 \text{ ans}$

❖ Le bassin B2 :  $16969,16 \text{ m}^3 / 10 = 1696,9 \text{ m}^3$

La durée entre les deux enlèvements sera :  $1696,9 / 170,7 = 10 \text{ ans}$

❖ Le bassin B3 :  $7179,26 \text{ m}^3 / 10 = 717,9 \text{ m}^3$

La durée entre les deux enlèvements sera :  $714 / 40,73 = 17,6 \text{ ans}$

### Remarque :

D'une manière générale, la lagune de décantation est vidangée chaque fois que la tranchée d'eau est inférieure à 1m.

### Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement de la station de lagunage aéré des eaux usées domestique de la ville de KHEMISTI pour l'horizon 2040.

Vue la non disponibilité du terrain d'implantation nous devons écarter la solution de lagunage naturel et opter pour l'épuration par le procédé de lagunage aéré.

La filière de traitement proposée est la suivante :

- ❖ Un prétraitement comportant :
  - Un dégrilleur.
  - Un déssableur-déshuileur.
- ❖ Un traitement biologique comportant :
  - Deux bassins d'aération.
  - Deux bassins de décantation.
  - Deux bassins de finition.
- ❖ Traitement des boues comprenant les lits de séchage.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the chapter title.

# **CHAPITRE VII :** **Calcul hydraulique**

## Calcul hydraulique

### Introduction

Ces calculs auront pour le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduites reliant les ouvrages et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

### VII.1. Dimensionnement du Déversoir à l'entrée de la station :

#### VII.1.1. Définition du déversoir d'orage :

Lorsqu'il pleut, les réseaux de égouts les moins récents transportent à la fois des eaux usées et des eaux de pluie dans un réseau unitaire. Quand les pluies sont trop abondantes, il arrive parfois que la STEP ne puisse traiter ces eaux. Certains sont donc rejetés vers des milieux naturels lorsqu'il n'y a pas de déversoirs.

Les déversoirs d'orage sont donc des ouvrages destinés à limiter le débit d'eau par temps de pluie dirigé vers la STEP. De plus ils sont souterrains. Ils sont censé séparer les eaux de pluie, les eaux usées. Le déversement peut faire vers des bassins d'orages ou vers des milieux naturels

#### VII.1.2. Mode de fonctionnement :

Le 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 en temps sec ou bien diluées. La partie déversant est acheminée vers l'oued Toukria.

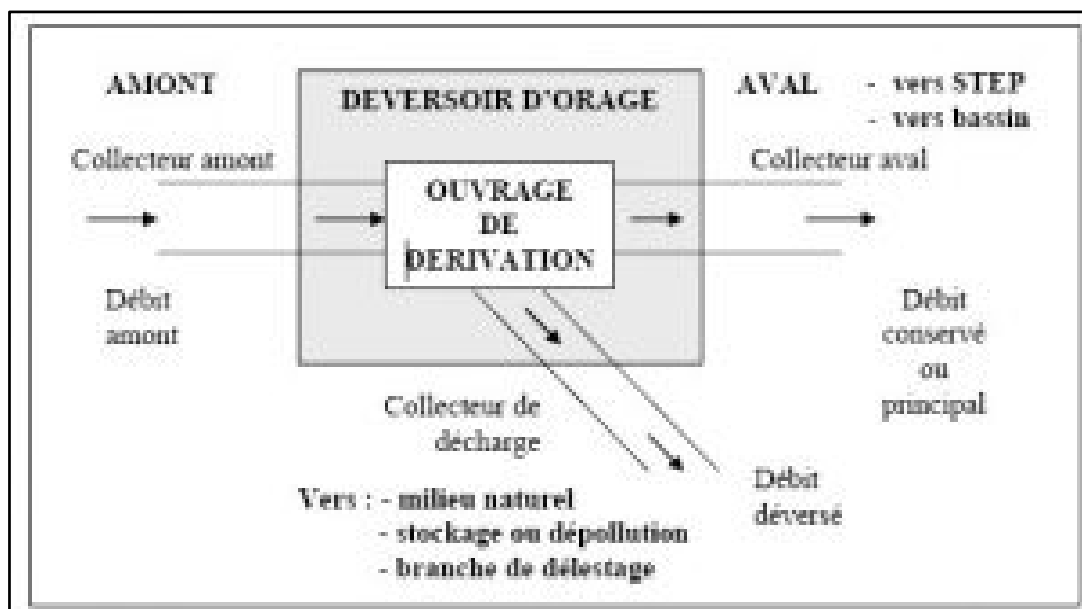


Figure VII.1 : schéma du déversoir d'orage.

**VII.1.3. Dimensionnement :**

❖ **Détermination du débit des eaux pluviales :**

Ils existent plusieurs formules de calcul du débit des eaux pluviales. Parmi lesquelles, la méthode rationnelle et la méthode superficielle qui sont les modèles les plus répandus actuellement.

En effet, la méthode la plus utilisée pour le calcul du débit des eaux pluviales est la méthode superficielle de Caquot du fait qu'elle donne des résultats satisfaisants. Elle s'écrit comme suit :

$$Q = C \times I \times A \dots \dots \dots (VII.1)$$

Avec :

**Q** : débit des eaux pluviales (d'après la DRE de la wilaya de Tissemsilt).

**C** : coefficient de ruissèlement (0,6).

**I** : intensité des eaux pluviales (48 l/s/ha)

**A** : superficie à drainer (347,66 Ha).

$$Q = C \times I \times A = 0,6 \times 48 \times 347,66 = 10013 \text{ l/s} \quad \text{soit } 10,01 \text{ m}^3/\text{s} \quad \quad \quad \mathbf{Q = 10,01 \text{ m}^3/\text{s}}$$

❖ **Détermination du débit des eaux usées :**

Est calculé déjà dans le chapitre précédent  $Q_{EU} = 2966,64 \text{ m}^3/\text{j} \quad \quad \quad \mathbf{Q_{EU} = 0,034 \text{ m}^3/\text{s}}$

❖ **Evaluation du débit amont du déversoir :**

Pour un système unitaire, le débit maximal d'entrée  $Q_{Amont}$  est

$$Q_{Amont} = Q_{ts} + Q_p \dots \dots \dots (VII.2)$$

Avec :

**Q<sub>ts</sub>** : Débit maximal à temps sec en  $\text{m}^3/\text{s}$  ;

**Q<sub>p</sub>** : Débit de pointe des eaux pluviales en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$$Q_{Amont} = Q_{ts} + Q_p = 0,072 + 10,01 = 10,08 \text{ m}^3/\text{s} \quad \quad \quad \mathbf{Q_{Amont} = 10,08 \text{ m}^3/\text{s}}$$

❖ **Evaluation du débit aval du déversoir :**

Le débit admis en aval du déversoir d'orage  $Q_{Aval}$  devient :

$$Q_{Aval} = C_d \times Q_{ts} \dots \dots \dots (VII.3)$$

Avec :

**C<sub>d</sub>** : de dilution  $C_d = 3$  ;

**Q<sub>ts</sub>** : Débit maximal à temps sec en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$$Q_{Aval} = C_d \times Q_{ts} = 3 \times 0,072 = 0,216 \text{ m}^3/\text{s} \quad \quad \quad \mathbf{Q_{Aval} = 0,216 \text{ m}^3/\text{s}}$$

❖ **Evaluation du débit déversé  $Q_{dév}$  :**

C'est le débit déversé par le déversoir, il est en fonction de la dilution admise par le milieu récepteur. Le débit maximum déversé est exprimé comme suit :

$$Q_{dév} = Q_{Amont} - Q_{Aval} = Q_{Amont} - C_d \times Q_{ts} \dots\dots\dots(VII.4)$$

Ce qui signifie que le déversoir d'orage, en fonctionnement normal, ne doit déverser aucune goutte d'eau dans la nature tant que  $Q_{Amont}$  est inférieur à  $(C_d \cdot Q_{ts})$ .

$$Q_d = Q_{Amont} - Q_{Aval} = 10,08 - 0,216 = 9,86 \text{ m}^3/\text{s} \qquad \qquad \qquad Q_d = \mathbf{9,86 \text{ m}^3/\text{s}}$$

❖ **Détermination des dimensions du seuil déversant :**

L'évaluation des débits déversés par l'intermédiaire des déversoirs d'orage s'effectue par l'utilisation de relations empiriques. Pour notre étude on a utilisé l'abaque de **Bazin**

❖ **Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :**

➤ **L'amont du déversoir :**

$$Q = 10,08 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 1 \%$$

D'après l'abaque de Bazin 1 :

$$\left[ \begin{array}{l} D = 2000 \text{ mm}, \\ Q_{ps} = 11 \text{ m}^3/\text{s}, \\ V_{ps} = 4 \text{ m/s} \end{array} \right.$$

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{10,08}{11} = 0,9$$

D'après l'abaque de Bazin 2 :

$$\left[ \begin{array}{l} r_v = 1,12 \\ r_H = 0,74 \end{array} \right.$$

Alors :

$$\left[ \begin{array}{l} H = 1,48 \text{ m} \\ V = 4,48 \text{ m/s} \end{array} \right.$$

➤ **L'aval du déversoir : (vers la STEP)**

$$Q = 0,22 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0,8 \%$$

D'après l'abaque de Bazin 1 :

$$\left[ \begin{array}{l} D = 500 \text{ mm}, \\ Q_{ps} = 0,22 \text{ m}^3/\text{s} \\ V_{ps} = 1,5 \text{ m/s} \end{array} \right.$$

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{0,22}{0,22} = 1$$

D'après l'abaque de Bazin 2 :

$$\begin{cases} r_v = 1,136 \\ r_H = 0,82 \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} h_{step} = 0,41 \text{ m} \\ V = 1,7 \text{ m/s} \end{cases}$$

D'où la longueur du déversoir d'orage :

$$H = h_{step} + h_d$$

$$h_d = H - h_{step} = 1,48 - 0,41 \quad \text{alors} \quad h_d = 1,07 \text{ m}$$

La hauteur de la lame déversante =  $h_d + h_{cunette} = 1,07 + 0,2 = 1,27 \text{ m}$

La largeur est calculée par la formule suivante :

$$L = \frac{3 \times Q_d}{2 \times m \times \sqrt{2gx} h_{dev}^2} \dots \dots \dots (VII.5)$$

Avec :

**m** : Coefficient qui dépend du type du déversoir. On prend **m = 0,6**

**g** : L'accélération de la pesanteur  $m^2/s$ .

**Q<sub>d</sub>** : Débit déversé en  $m^3/s$ .

**h<sub>a</sub>** : Hauteur de la ligne d'eau par rapport au seuil, appelée aussi lame déversant ou encore charge sur le seuil.

On aura donc :

$$L = \frac{3 \times Q_d}{2 \times m \times \sqrt{2gx} h_{dev}^2} = \frac{3 \times 9,86}{2 \times 0,6 \times \sqrt{2gx} (1,27)^2} = 3,88 \text{ m}$$

Pour avoir une sécurité on prend  $L = 4 \text{ m}$

**Tableau VII.1** : les dimensions du déversoir d'orage.

Paramètre	Unité	Valeur
Largeur	m	4
Hauteur de la lame déversante	m	1,27

**VII.2. Dimensionnement de la conduite de fuite :**

C'est une conduite sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite est en PEHD.

On a :

$$Q_d = 9,86 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 1\%$$

D'après l'abaque de Bazin 01 on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_d = 2000 \text{ mm} \\ Q_{ps} = 11 \text{ m}^3/\text{s} \\ V_{ps} = 4 \text{ m/s} \end{array} \right.$$

Donc :

$$r_Q = \frac{Q_d}{Q_{ps}} = \frac{9,86}{11} = 0,9$$

D'après l'abaque de Bazin (2) on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} r_H = 0,74 \\ r_V = 1,12 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 1,48 \text{ m} \\ V = 4,48 \text{ m/s} \end{array} \right.$$

**VII.3. Profil hydraulique:**

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge. Puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

**VII.3.1. Perte de charge, diamètre et la longueur des conduites reliant les ouvrages de la STEP :**

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

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de **DARCY WEISBACH** :

$$\Delta H_T = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots \dots \dots (VII.6)$$

Avec :

**K** : coefficient de perte de charge

**Q** : débit en m<sup>3</sup>/s

**L** : longueur de la conduite (m)

**β** : coefficient dépendant du régime d'écoulement

**m** : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

$C_{pA}$  : Côte du plan d'eau au point A(m)

$C_{pB}$  : Côte du plan d'eau au point B(m)

**Tableau VII 2** : Les valeurs de K, m et  $\beta$ .

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

Pour notre cas on utilise le PEHD, on a alors :

$K=0,001052$

$m=4,774$

$\beta=1,77$

**VII.3.2. Cotes moyennes du terrain naturel des ouvrages :**

Le projet, occupe des reliefs peu marqués avec des altitudes situées entre 860 et 880m, offrant un paysage en collines et replats qui sont entrecoupés par de vallées encaissées. L'accès au site est praticable menant directement par une piste carrossable.

Les Côtes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci-dessous :

**Tableau VII 3** : Côtes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Déversoir d'orage	880,00
Dégrilleur	877,60
Déssableur-deshuileur	876,00
1 er lagune	875,89
2ème lagune	872,05
3ème lagune	870,60
L'Oued	863,26



a) **Diamètre de la conduite :**

$$D = \frac{m \sqrt{K \times L \times Q^\beta}}{\sqrt{C_{PA} - C_{PB}}} \dots\dots\dots(VII.7)$$

b) **Longueur de la conduite :**

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

$$L_{\text{éq}} = 1,15 \times L_{\text{réelle}} \dots\dots\dots(VII.8)$$

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

Les distances sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau VII 4 :** Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrage	L <sub>réelle</sub> (m)
Déversoir d'orage – Dégrilleur	5
Dégrilleur -Dessableur-déshuileur	6
Dessabler–Déshuileur – 1er Etage	10
1er Etage – 2em Etage	6
2em Etage – Etage de finition	6

c) **Les cotes piézométriques des différents ouvrages :**

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de **BERNOULLI** donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

**P<sub>1</sub>/W** et **P<sub>2</sub>/W** : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

**V<sub>1</sub>/2g** et **V<sub>2</sub>/2g** : énergies cinétiques en (1) et (2).

**Z<sub>2</sub>** et **Z<sub>1</sub>** : cotes des points (1) et (2).

**H<sub>1-2</sub>** : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : **P<sub>1</sub>/W = H<sub>1</sub>** et **P<sub>2</sub>/W = H<sub>2</sub>**

Donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2} \dots\dots\dots(VII.9)$$

**C<sub>p1</sub> = H<sub>1</sub> + Z<sub>1</sub>** : cote piézométrique au point (1).

**C<sub>p2</sub> = H<sub>2</sub> + Z<sub>2</sub>** : cote piézométrique au point (2).

**C<sub>p1</sub>' = C<sub>p2</sub> + H<sub>1-2</sub>**

Tableau VII .5 : les côtes du radier des ouvrages de la STEP.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)	Hauteur de l'ouvrage (m)	La revanche (m)	Cote du radier (m)
Dégrilleur	877,60	1,5	0,5	875,60
Déssableur-deshuileur	876,00	1,5	0,5	874,00
1 <sup>er</sup> lagune	875,89	3	0,6	872,29
2 <sup>ème</sup> lagune	872,05	2	0,6	869,45
3 <sup>ème</sup> lagune	870,60	0,8	0,6	869,2

On aura donc :

❖ **Conduite dégrilleur -désableur :**

On a :

Côte du radier du dégrilleur = 875,60 m

Hauteur d'eau : 0,3 m

D'où :  $C_{PA} = 875,90$  m

Côte du radier du déssableur-déshuileur = 874,00 m

Hauteur d'eau : 1,1 m

D'où :  $C_{PB} = 875,10$  m

L = 6 m

**Diamètre :**

$$D = \sqrt[4]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{C_{PA} - C_{PB}}} = \sqrt[4]{\frac{0,001052 \times 6 \times 0,22^{1,77}}{875,90 - 875,10}} = 0,207 \text{ m}$$

D = 0,207 m

**$D_n = 300$  mm**

❖ **Conduite Dessabler–Déshuileur – 1er Etage :**

On a :

$C_{PA}' = 875,76$  m

Côte du radier du 1<sup>er</sup> étage = 872,29 m

Hauteur d'eau : 2 m

D'où :  $C_{PB} = 874,29$  m

L = 10 m

**Diamètre :**

$$D = \sqrt[4]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{C_{pA}' - C_{pB}}} = \sqrt[4]{\frac{0,001052 \times 10 \times 0,22^{1,77}}{875,76 - 874,29}} = 0,203 \text{ m}$$

D = 0,207 mm

**D<sub>n</sub> = 300 mm**

On prévoit 2 conduites de diamètre de 200 mm pour évacuer les eaux a traitées vers les deux premiers bassins aérées.

❖ **Conduite 1er Etage – 2em Etage :**

On a :

C<sub>pA</sub>' = 875,53 m

Côte du radier du 2 éme étage = 869,45 m

Hauteur d'eau : 1,2 m

D'où : C<sub>pB</sub> = 870,65 m

L = 6 m

**Diamètre :**

$$D = \sqrt[4]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{C_{pA} - C_{pB}}} = \sqrt[4]{\frac{0,001052 \times 6 \times 0,22^{1,77}}{875,53 - 870,65}} = 0,142 \text{ m}$$

D = 0,142 mm

**D<sub>n</sub> = 200 mm**

❖ **Conduite 2em Etage – Etage de finition :**

On a :

C<sub>pA</sub>' = 874,59 m

Côte du radier du déssableur-déshuileur = 869,2 m

Hauteur d'eau : 0,4 m

D'où : C<sub>pB</sub> = 869,6 m

L = 6 m

**Diamètre :**

$$D = \sqrt[4]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{C_{pA} - C_{pB}}} = \sqrt[4]{\frac{0,001052 \times 6 \times 0,22^{1,77}}{874,59 - 869,6}} = 0,141 \text{ m}$$

D = 0,141 m

**D<sub>n</sub> = 200 mm**

Tableau VII.6 : Récapitulatif des différents diamètres et cotes des ouvrages de la STEP.

Désignations	Côte du terrain (m)	Côte du radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Cote piézométrique (m)	Longueur réel (m)	Diamètre (m)
Dégrilleur	877,60	875,60	0,3	875,90	6	300
Déssableur-Déshuileur	876,00	874,00	1,1	875,10	10	200
1 <sup>er</sup> lagune	875,89	872,29	2	874,29	6	200
2 <sup>ème</sup> lagune	872,05	869,45	1,2	870,65	6	200
3 <sup>ème</sup> lagune	870,60	869,20	0,4	869,60		

**VII.4. Dimensionnement de la conduite vers le rejet final :**

Le rejet final se fait au niveau d'Oued Toukria, la conduite véhiculant le débit épuré est de caractéristiques suivantes :

$Q = 0,038 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 1 \%$

D'après l'abaque de Bazin 1 :

$$\begin{cases} D = 400 \text{ mm}, \\ Q_{ps} = 0,125 \text{ m}^3/\text{s}, \\ V_{ps} = 1,5 \text{ m/s} \end{cases}$$

$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{0,038}{0,125} = 0,3$

D'après l'abaque de Bazin 2 :

$$\begin{cases} r_v = 0,82 \\ r_H = 0,34 \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} H = 0,14 \text{ m} \\ V = 1,23 \text{ m/s} \end{cases}$$

### **Conclusion :**

Afin d'éviter un surplus d'apport des eaux usées à la station d'épuration, on a dimensionné un déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser cet apport.

Pour une exploitation rationnelle de notre station, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont constituées. Pour ce but nous avons dimensionné dans ce chapitre les différentes conduites entre les ouvrages de notre station.

A decorative border resembling a scroll, with a blue outline and rounded corners. The top and bottom edges are slightly curved, and the left and right edges have small circular details that look like the ends of a scroll.

## **CHAPITRE VIII :** **Cout de réalisation**

**CHAPITRE VIII : Cout de réalisation**

**Introduction**

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision sur le cout total de réalisation de notre station.

Le coût estimatif du projet est rétabli sur la base du coût du mètre cube (m<sup>3</sup>) d'eau épurée par la station.

**VIII.1. Coût d'investissement :**

**VIII.1.1. Coût de terrassement :**

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 400 DA.

Donc le coût d'un ouvrage sera :

$$C_t = 400 \times V \dots\dots\dots(VII.1)$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 20 cm

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0,2 \times S_{hi} \dots\dots\dots(VII.2)$$

S<sub>hi</sub> : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

**Tableau VIII.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.**

Ouvrages	Nombre	Surface (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
Dessableur	1	86,4	17,28	6912
<b>Les bassins aérés</b>				
Bassin aérés	2	3388,39	1355,36	542142,4
Bassin de décantation	2	4242,29	1696,92	678766,4
Bassin de finition	2	4487,03	1794,81	717924,8
Lit de séchage	4	309,03	247224	98889,6
<b>Total</b>				<b>2044635,2</b>

Donc le coût total du terrassement est : C<sub>t</sub> = 2044635,2 DA

**VIII.1.2. Coût d'excavation :**

Le cout d'excavation et la décharge revient actuellement à 500 DA/m<sup>3</sup>

**Tableau VIII.2 :** Le coût d'excavation de chaque ouvrage.

Ouvrages	Nombre	Volume (m3)	Coût (DA)
dessableur	1	172,8	86400
<b>Les bassins aérés</b>			
Bassin aérés	2	34852,03	17426016
Bassin de décantation	2	22059,91	11029954
Bassin de finition	2	12563,7	6281849
Lit de séchage	4	1009,2	504600
<b>Total</b>			<b>35328819</b>

Donc le coût total d'excavation est :  $C_{ex} = 35328819$  DA

**VIII.1.3. Coût de la géo-membrane :**

$$C_{géo} = C_u \times S_b \dots\dots\dots(VII.3)$$

Avec :

Le coût du revêtement en géo-membrane  $C_u = 800$  DA/m<sup>2</sup>.

**S<sub>b</sub>** : Surface total des bassins (m<sup>2</sup>).

**Tableau VIII.3 :** Le coût de revêtement en géo-membrane de chaque ouvrage.

Ouvrages	Nombre	Surface (m <sup>2</sup> )	Coût (DA)
Bassin aéré	2	3388,39	5421424
Bassin de décantation	2	4242,29	6787664
Bassin de finition	2	4487,03	7179248
<b>Total</b>			<b>19388336</b>

Le coût totale du revêtement en géo-membrane est :  $C_{géo} = 19388336$  DA

**VIII.1.4. Coût du béton armé :**

Le coût du béton est de :

$$C_{ba} = P_u \times V_{bt} \dots\dots\dots(VII.4)$$

Avec :

**P<sub>u</sub>** : Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement  $P_u = 17000$  DA

**V<sub>bt</sub>** : Volume du béton total

- Epaisseur des murs des ouvrages  $E_m = 0,15$  à  $0,4$  m, on prend  $E_m = 0,2$  m
- Epaisseur du radier des ouvrages est prise  $E_r = 0,3$  à  $0,4$  m, on prend  $E_r = 0,3$  m



- Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer.
- Le kilogramme de fer coûte actuellement 75 DA

On prendra la valeur **60 Kg** de fer / m<sup>3</sup> de béton

Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f \dots \dots \dots (VII.5)$$

Avec :

**C<sub>b</sub>** : le prix du béton

**C<sub>f</sub>** : le prix du ferrailage

$$C_b = 17000 \text{ DA}$$

$$C_f = 70 \times 60 = 4200 \text{ DA}$$

$$C_t = C_b + C_f = 17000 + 4200 = 21500 \text{ DA}$$

Volume du béton total :

$$V_{bt} = V_{br} + V_{bm} \dots \dots \dots (VII.6)$$

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes :

**V<sub>br</sub>** : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage

**V<sub>bm</sub>** : Volume du béton des murs de chaque ouvrage

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{br} = E_r \times S_h \end{array} \right.$$

$$V_{bm} = E_m \times P \times h$$

**P** : périmètre de l'ouvrage

**h** : hauteur de l'ouvrage

**Dessableur :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{br} = E_r \times S_h = 0,3 \times 86,4 = 25,92 \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

$$V_{bm} = E_m \times P \times h = 2 \times 0,2 \times (15 + 2 \times 3) \times 1,5 = 12,6 \text{ m}^3$$

**Tableau VIII.4 :** Le coût du béton armé de chaque ouvrage.

Ouvrage	Nombre	Volume (m <sup>3</sup> )		V <sub>bt</sub> (m <sup>3</sup> )	Cout C <sub>bf</sub> (DA)
		V <sub>br</sub>	V <sub>bm</sub>		
Dessableur	1	25,92	12,6	38,52	828180
<b>Total</b>					<b>828180</b>

Donc le coût total du béton armé est **C<sub>ba</sub> = 828180 DA**

**VIII.1.5. Coût totale du génie civil :**

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculés précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{ex} + C_{géo} + C_{ba} \dots \dots \dots (VII.7)$$

Avec :

$C_{gc}$  : Coût du génie civil (DA).

$C_t$  : Coût total de terrassement (DA).

$C_{ex}$  : Coût de l'excavation (DA).

$C_{ba}$  : Coût de béton armé total (DA).

$C_{géo}$  : Coût de la géo-membrane (DA).

On aura alors :

$$C_{gc} = C_t + C_{ex} + C_{géo} + C_{ba} = 2044635,2 + 35328819 + 19388336 + 828180 = 57589970,2$$

DA

**$C_{gc} = 57589970,2$  DA**

**VIII.1.6. Coût des voiries et réseaux divers (VRD) :**

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25 \times C_{gc} \dots \dots \dots (VII.8)$$

$$C_{VRD} = 0,25 \times C_{gc} = 0,25 \times 57589970,2 = 14397492,55$$
 DA

**$C_{VRD} = 14397492,55$  DA**

**VIII.1.7. Coût des aérateurs :**

$$C_{aér} = C_{u\ aér} \times N \dots \dots \dots (VII.9)$$

Avec :

Coût d'aérateur unitaire est de 50000 DA

$N$  : nombre d'aérateur.

Donc :

$$C_{aér} = C_{u\ aér} \times N = 50000 \times 6 = 300000$$
 DA

**$C_{aér} = 300000$  DA**

**VIII.1.8. Coût total des investissements de la station :**

$$C_{it} = C_{g.c} + C_{VRD} + C_{aér} \dots \dots \dots (VII.10)$$

$$C_{it} = C_{g.c} + C_{VRD} + C_{aér} = 57589970,2 + 14397492,55 + 300000 = 72287462,75$$
 DA

**$C_{it} = 72287462,75$  DA**

**VIII.1.9. Le coût total de l'investissement avec TVA :**

$$C_{it\ TVA} = C_{it} + 17\% \times C_{it} \dots \dots \dots (VII.11)$$

$$C_{it\ TVA} = C_{it} + 17\% \times C_{it} = 72287462,75 + 0,17 \times 72287462,75 = 84576331,42 \text{ DA}$$

$$C_{it\ TVA} = 84576331,42 \text{ DA}$$

**VIII.2. Coût de fonctionnement :**

**VIII.2.1. Coût de main d'œuvre :**

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{mo} = 0,05 \times C_{it\ TVA} \dots \dots \dots (VII.12)$$

$$C_{mo} = 0,05 \times C_{it\ TVA} = 0,05 \times 84576331,42 = 4228816,57 \text{ DA}$$

$$C_{mo} = 4228816,57 \text{ DA}$$

**VIII.2.2. Coût de l'énergie électrique :**

Le prix de l'électricité cédé pour les installations hydrauliques tel que particulièrement les stations d'épuration est évalué comme suite :

De 6 H 00 à 17 H 00 → 1,60 DA/kwh

De 17 H 00 à 22 H 30 → 7,20 DA/kwh

De 22 H 30 à 6 H 00 → 0,85 DA/kwh

**Tableau VIII.5 :** Cout énergétique électrique.

Désignation	P-absorbé (kw)	Période (h)	N	Energie Totale (kwh)	P.U (DA/Kwh)	Cout (DA)
<b>6 H 00 - 17 H 00</b>						
<b>Aérateur</b>	44	4	6	1056	1,6	1689,6
<b>Eclairage extérieur</b>	2,4	2	2	9,6	1,6	15,36
<b>17 H 00 - 22 H 30</b>						
<b>Aérateur</b>	44	1,5	6	396	7,2	2851,12
<b>Eclairage extérieur</b>	2,4	4,5	2	21,6	7,2	155,52
<b>22 H 30 - 6 H 00</b>						
<b>Aérateur</b>	44	2,5	6	660	0,85	561
<b>Eclairage extérieur</b>	2,4	7,5	2	36	0,85	30,6
<b>Total</b>						<b>5303,2</b>

**VIII.2.3. Le coût annuel de l'énergie électrique :**

$$C_{\text{elec an}} = 365 \times C_{\text{elec}} \dots \dots \dots \text{(VII.13)}$$

$$C_{\text{elec an}} = 365 \times 5303,2 = 1935668 \text{ DA}$$

$$C_{\text{elec an}} = \mathbf{1935668 \text{ DA}}$$

**VIII.2.4. Coût de renouvellement du matériel électromécanique :**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{\text{rm}} = 0,05 \times C_{\text{ti TVA}} \dots \dots \dots \text{(VII.14)}$$

$$C_{\text{rm}} = 0,05 \times C_{\text{ti TVA}} = 0,05 \times 84576331,42 = 4228816,57 \text{ DA}$$

$$C_{\text{rm}} = \mathbf{4228816,57 \text{ DA}}$$

**VIII.2.5. Coût des frais financiers :**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{\text{ff}} = 0,05 \times C_{\text{ti TVA}} \dots \dots \dots \text{(VII.15)}$$

$$C_{\text{ff}} = 0,05 \times C_{\text{ti TVA}} = 0,05 \times 84576331,42 = 4228816,57 \text{ DA}$$

$$C_{\text{ff}} = \mathbf{4228816,57 \text{ DA}}$$

**VIII.2.6. Coût de fonctionnement total :**

$$C_{\text{ft}} = C_{\text{mo}} + C_{\text{elec an}} + C_{\text{rm}} + C_{\text{ff}} \dots \dots \dots \text{(VII.16)}$$

$$C_{\text{ft}} = C_{\text{mo}} + C_{\text{elec an}} + C_{\text{rm}} + C_{\text{ff}} = 4228816,57 + 1935668 + 4228816,57 + 4228816,57 = 14622117,71 \text{ DA}$$

$$C_{\text{ft}} = \mathbf{14622117,71 \text{ DA}}$$

**VIII.3. Calcul du prix du m<sup>3</sup> d'eau traitée :**

**VIII.3.1. Coût d'amortissement annuel :**

On peut calculer le coût d'investissement par la durée d'amortissement selon la formule suivante :

$$C_{\text{aa}} = \frac{C_{\text{ti TVA}}}{t} \dots \dots \dots \text{(VII.17)}$$

Avec :

$C_{\text{ti TVA}}$  : coût total d'investissement en TVA (DA).

$t$  : durée d'amortissement ( $t = 30$  ans).

$$C_{\text{aa}} = \frac{C_{\text{ti TVA}}}{t} = \frac{84576331,42}{30} = 2819211,047 \text{ DA}$$

$$C_{\text{aa}} = \mathbf{2819211,047 \text{ DA}}$$

**VIII.4. Coût total de la station :**

$$C_{t\ st} = C_{aa} + C_{ft} \dots\dots\dots(VII.18)$$

Avec:

$C_{t\ st}$  : coût total de la station (DA).

$C_{aa}$  : coût d’amortissement annuel (DA).

$C_{ft}$  : coût de fonctionnement total (DA).

$$C_{t\ st} = C_{aa} + C_{ft} = 2819211,047 + 14622117,71 = 17441328,76 \text{ DA}$$

$$C_{t\ st} = 17441328,76 \text{ DA}$$

**VIII.5. Coût de m3 d’eau épurée :**

Le volume total annuel d’eau épurée à l’horizon 2040 est :

$$V_{an} = 3263,3 \times 365 = 1191104,5 \text{ m}^3$$

Le coût du m3 épurée sera alors :

$$C_e = \frac{C_{t\ st}}{V_{an}} \dots\dots\dots(VII.19)$$

$$C_e = \frac{C_{t\ st}}{V_{an}} = \frac{17441328,76}{1191104,5} = 14,64 \text{ DA}$$

$$C_e = 14,64 \text{ DA}$$

**Tableau VIII.6 :** récapitulation du cout de réalisation de notre future station.

Désignation	Montant DA
Terrassement	2044635,2
Excavation	35328819
Géo-membrane	19388336
Béton armé	828180
Cout de génie civil	57589970,2
Voiries et réseau divers	14397492,55
Aérateurs	300000
Cout d’investissement total	72287462,75
Cout avec TVA	84576331,42
Main d’ouvre	4228816,57
Energie électrique annuelle	1935668
Renouvellement du matériel électromécanique	4228816,57
Frais financiers	4228816,57
Cout de fonctionnement total	14622117,71

<b>Amortissement annuel</b>	2819211,047
<b>Désignation</b>	<b>Montant DA</b>
<b>Cout totale de la station</b>	17441328,76
<b>Cout de m<sup>3</sup> d'eau épurée</b>	14,64

**Conclusion :**

Le budget d'un projet est un élément important dans l'étude d'un projet puisque les résultats économiques auront un impact sur la réalisation ou non et sur la conception du projet.

D'après les calculs de ce chapitre on a pu savoir le cout estimatif de la réalisation de notre future station qui est de 17441328,76DA, aussi que le cout de m<sup>3</sup> d'eau épurée est estimé de 14,64 DA.

A decorative border in the shape of a scroll, with a blue outline and rounded corners. The scroll is open at the top and bottom, with the top edge curving upwards and the bottom edge curving downwards. The text is centered within this scroll.

**CHAPITRE IX :**  
**Gestion et Exploitation**  
**de la station d'épuration**

**Gestion et exploitation de la station d'épuration****Introduction**

Le respect des normes de rejet et des normes d'utilisation des différents matériels de la station d'épuration est strictement obligatoire, c'est pour cela qu'elle doit être suivie et entretenue quotidiennement dans le but d'assurer la pérennité des installations, optimiser le cout de fonctionnement de l'épuration et obtenir les performances épuratoires souhaitées.

**IX.1. Bâtiments et ouvrages annexes :****IX.1.1. Bâtiment d'exploitation :**

Il est prévu la construction d'un bâtiment d'exploitation de la station de lagunage aéré comprenant bureaux, salle de contrôle, laboratoire et installations sanitaires [10].

Le laboratoire doit être équipé par les moyens nécessaires au bon suivi et contrôle des paramètres de qualité des eaux brutes et des eaux épurées et des boues.

Le bâtiment d'exploitation est implanté à droite à l'entrée à la station de lagunage. Il est en position d'être en face et le plus proche des ouvrages de traitement. D'une manière que ceux-ci soient bien visibles à partir du bâtiment.

Le bâtiment d'exploitation comprend les pièces suivantes : Un bureau du Chef de la Station, un bureau de laborantin et salle de contrôle, un laboratoire, un vestiaire et deux blocs sanitaires (WC / douches).

La salle de contrôle comprend notamment un tableau synoptique permettant la visualisation de l'état de fonctionnement des différentes installations, notamment de dégrillage ainsi que l'affichage des mesures de débits à l'entrée et à la sortie.

**IX.1.2. Loge gardien :**

Pour assurer la surveillance de la station de lagunage, une loge pour gardien est prévue à l'entrée de la station de lagunage.

**IX.1.3. AEP :**

La station de lagunage sera raccordée au réseau d'eau potable permettant la desserte du bâtiment d'exploitation.

**IX.1.4. Eclairage :**

L'installation électrique de la station de lagunage comprendra l'éclairage de toute la voirie et les zones occupées par les ouvrages de traitement des eaux et des boues.



### IX.1.5. Clôture :

La responsabilité de maître d'ouvrage étant engagée, une clôture complète et un panneau d'avertissement sur la nature du plan d'eau sont nécessaires. Les solutions minimales au regard de la jurisprudence sont conseillées, compte tenu du linéaire en jeu.

### IX.2. Contrôle de fonctionnement :

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages en :

- Faut veiller au maintien en parfait de l'état de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveau, murs, etc.
- Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.
- Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les Vérifications doivent portées sur l'étanchéité, la défection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.
- Il faut lubrifier et graisser, 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.
- Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien.

Ce que nous menons à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux.

#### IX.2.1. Contrôle journaliers :

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 :

- Test de décantation et de la turbidité.
- Odeurs.
- Couleurs des boues.

Le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire, on peut dire que c'est un indice optique et odorant.

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.

### IX.2.2. Contrôles périodiques :

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions faibles et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectification qui s'impose.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces Visites sont :

- Une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré est 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 24 heures à partir de prélèvement d'échantillons moyens représentatifs (mesure des débits et des différents paramètres de pollution : DBO, DCO, MES, N, phosphates,...).
- Des analyses sur l'effluent épuré qui pourront s'effectuer à partir de prélèvement effectués toutes les heures, Visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

### IX.3. Entretien et surveillance des ouvrages :

La surveillance générale est indispensable pour détecter les éventuelles anomalies sur l'installation telles que érosion des digues, la présence de rongeurs, l'obstruction des ouvrages de communication, le développement des lentilles d'eau.

L'exploitant devra en particulier vérifier les points suivants :

- le bon écoulement de l'eau.
- l'absence de flottants.
- la couleur de l'eau.
- l'absence d'odeurs.
- l'état des digues.

#### IX.3.1. Entretien du prétraitement :

Un entretien des ouvrages de prétraitement est nécessaire pour :

- Empêcher la mise en charge du réseau ou le by- pass des effluents.
- Eviter les mauvaises odeurs ou des perturbations sur la première lagune.

- Diminuer les risques de transformer cet endroit en "mangeoire" pour les rongeurs.

Les déchets retirés du prétraitement ne doivent pas constituer une nouvelle source de nuisances.

### **IX.3.2. Entretien des digues :**

L'entretien des digues portera essentiellement sur la maîtrise de la végétation et la lutte contre les rongeurs éventuels. La tonte de l'herbe et l'élimination des broussailles devront permettre un accès permanent à l'ensemble des berges.

On pourra ainsi déceler la présence de végétation aquatique près des berges favorise l'installation de rongeurs aquatiques tels que le ragondin et le rat musqué. Le ragondin et le rat musqué nichent à proximité du plan d'eau.

Les problèmes posés par les rongeurs ne sont pas spécifiques aux lagunes et concernent au même niveau de risques tous les autres plans d'eau. Il ne semble pas en particulier que les rongeurs s'installent plus électivement dans les lagunes. Le contrôle de rongeurs sera grandement facilité par l'entretien soigneux des berges. Les moyens en personnel et en matériel seront réduits.

On doit prévoir en moyenne 2 à 3 heures par semaine et 1 ou 2 journées complètes par mois pour l'entretien des digues. Le matériel utilisé sera composé des outils classiques de nettoyage, pelle, fourche, balai-brosse et d'une grande époussette solide pour la récupération des flottants et une faux pour le débroussaillage. Une poubelle ou des sacs plastiques résistants seront utilisés pour la collecte et le transport des rejets de dégrillage et des flottants.

### **IX.3.3. Fauchage de la ceinture végétale autour du plan d'eau :**

Cette opération est aussi importante car elle influe sur le fonctionnement du lagunage. Les objectifs visés sont :

- éviter l'envahissement progressif des bassins ;
- limiter le développement de larves d'insectes (moustiques en particulier) ;
- limiter l'installation des rongeurs.

### **IX.3.4. Le curage des lagunes :**

Les bassins de lagunage, et principalement le premier bassin, nécessitent un curage de la boue accumulée au bout d'un certain temps et dans certaines conditions. Le volume des boues accumulées en fond de bassin est très variable en fonction du dimensionnement des bassins, de la charge entrante, de la qualité des effluents, du taux de raccordement.

Dans la pratique, le déclenchement de l'opération de curage doit être précédé de certaines observations, mesures et diagnostics permettant de juger de l'opportunité du curage.

Lorsque la lagune a été curée il y a moins de 8 ans, l'une des observations suivantes peut déclencher la démarche :

- dégradation de la qualité des eaux de sortie
- accumulation importante de boues à l'entrée de la lagune
- changement de coloration de la lagune (coloration « lie de vin »)
- apparition de boues en surface
- émanation d'odeurs nauséabondes

Le curage des lagunes peut être effectué comme suit :

- Curage en pleine eau ;
- Curage avec vidange partielle ;
- Curage après assèchement (vidange totale) ;
- Curage de la lagune à partir d'un radeau ;
- Curage de la lagune par tonne à lisier.

Les variantes 1 et 2 sont les plus recommandées. La variante 3 peut être envisagée quand il y a prévision d'une lagune supplémentaire de remplacement.

Les opérations de curage peuvent être résumées comme suit :

1. Pompage des boues des bassins.
2. Refoulement des boues vers les lits de séchages.
3. Déshydratation des boues dans les lits de séchages.
4. Evacuation des boues (des lits séchages).
5. Déshydrations des boues dans les lits de séchages.
6. Transport des boues vers la décharge ou valorisation.



**Figure XI** : curage des boues à partir d'un radeau

### IX.3. 5. Lutte contre les lentilles d'eau :

Les lentilles perturbent l'épuration à cause de l'arrêt de la pénétration de la lumière et de l'anaérobiose qui en découle. De plus, en l'absence d'extraction, elles contribuent à l'augmentation importante du volume des sédiments et leur dégradation augmente la charge organique à traiter. Les méthodes préventives de traitement sont préférables aux méthodes curatives.

### IX.3.6. Elimination des flottants :

En cas d'arrivée d'éléments flottants, il pourra s'avérer utile pour sauvegarder l'aspect esthétique des bassins, de les éliminer à des fréquences pouvant varier de 1 fois par semaine à 1 fois par mois. Ces flottants se rassemblent sous l'effet du vent dans un coin de la lagune. Les hydrocarbures fréquemment présents dans les effluents sont généralement absorbés par les digues et ne présentent donc pas de graves inconvénients. Cependant, en cas d'arrivée trop fréquente, on devra en rechercher l'origine et faire cesser les déversements dans le réseau.

### IX.3.7. Drainage gaz sous géomembrane :

Les sols produisent des gaz de fermentation des matières organiques, ou contiennent de l'air naturellement. Lorsqu'on étanche de terrain, ces gaz ne trouvent plus d'exutoire et s'accumulent sous l'horizon étanche, produisant un accroissement de pression.

Il se forme alors des «gonfles» ou « hippopotames » déformant la géomembrane vers le haut, endommageant l'étanchéité et rendant le bassin impropre à sa destination.



**Figure XI.1 :** Gonflement de la géomembrane.

Pour éviter le problème de soulèvement de la géomembrane par la remontée des gaz, nous prévoyons deux méthodes :

- Drainage des gaz avec des tuyaux
- Drainage des gaz avec un géotextile adapté

**IX.4. Recommandations pour l'exploitation :**

Les différentes tâches d'entretien et de maintenance sont répertoriées dans le tableau ci-après :

**Tableau IX.1 :** consignes d'exploitation du lagunage aéré [10].

Tache	Fréquence	Observations
Nettoyage des installations de prétraitements (dégrillage + Cloison siphonée)	1/semaine	
Inspection générale des bassins	1/semaine	
Extraction des boues des lagunes de décantation	1 fois tous les deux ans en charge nominale	La 1ère vidange n'est nécessaire qu'après 3 ou 4 ans de fonctionnement.
Régulation, programmation de l'aération	2/an	Opération la plus complexe qui nécessite, plusieurs semaines après chaque programmation, une vérification du nouvel équilibre biologique dans le bassin.
Faucardage, fauchage	2 à 5/an	
Vérification et relevé des compteurs	1/semaine	
Tenue du cahier de bord	1/semaine	

**IX.5. Hygiène et sécurité dans le travail :**

L'hygiène et la sécurité dans la station d'épuration sont deux paramètres complémentaires indispensables lors de l'exploitation de la station du fait qu'ils influent d'une manière directe sur le fonctionnement et sur le rendement de la station.

Compte tenu des dangers que présente la circulation d'effluent où se développent de grandes quantités de virus et de bacilles, les risques pour le personnel doivent être limités par de sincères précautions sur le plan de l'hygiène et de la sécurité.

**IX.5.1. Sur le plan de l'hygiène****❖ Risques fréquents :****Les coupures et les écorchures :**

La mauvaise manipulation d'un outil ou l'emploi d'un outil inapproprié peut occasionner des coupures ou écorchures ; les plaies ouvertes exigent une désinfection immédiate et un pansement adéquat afin d'éviter l'infection.

**Les risques d'infection :**

Ils proviennent surtout du contact possible avec les eaux usées, les boues ou les dispositifs souillés par ces eaux.

Les principales infections transmises par les eaux usées sont : le tétanos, la fièvre, typhoïde, la dystérie, diarrhée, poliomyélite,...

**❖ Risques spécifiques :****Les risques liés aux réactifs solides et liquides :**

Dans les stations d'épuration, on utilise des réactifs fortement acides, alcalins ou oxydants susceptibles de provoquer de graves dégâts corporels chez l'exploitant. Il convient de se protéger contre tout contact par l'emploi de vêtements appropriés, de gants et de lunettes protectrices.

**❖ Dispositions à prendre :**

Les précautions préventives consistent à prendre un certain nombre de mesures à savoir :

- Imposer au personnel les vaccinations diverses (diphthéries, tétanos, BCG, polymélite) et au moins deux visites médicales par an.
- Désinfection immédiate et à la protection des plaies, coupures, brûlures.
- Après une intervention quelconque sur des appareils de traitement des eaux usées, se laver les mains et les autres parties du corps exposées.
- Lavage fréquent des vêtements de travail.
- Un local pour que le personnel puisse se laver et s'échanger (au moins un lavabo) et une pharmacie comportant des produits pharmaceutiques.
- Des articles de prendre en cas de blessure, d'égratignure ou de brûlure.

**IX.5.2. Sur le plan de la sécurité :**

Les prescriptions réglementaires sur la protection de travail doivent être appliquées à la lettre et même renforcées et appuyées sur les mesures constructives indispensables ; cela pour écarter un certain nombre de risques.

### a) Risques de circulation :

Les chutes comptent parmi les accidents les plus fréquents. Elles sont dues à l'absence de balustrades, l'étroitesse des abords des bassins, la présence de boue ou d'eau sur le sol et les équipements, l'éclairage insuffisant, la négligence au mauvais entretien et des vibrations.

### b) Risques mécaniques :

Les risques mécaniques résultent du contact avec les organes en mouvement tels que l'arbre de transmission, la chaîne de transmission, de cisaillement, de coupures de chocs ou de chute d'objets lourds sur le corps. Un tel handicap peut être évité par la mise en place d'écrans ou de protection fixes ou mobiles, ou par le port de chaussures de protection.

### c) Risques d'incendie et d'explosion :

La défaillance simultanée de l'ensemble des dispositifs de protection électrique pourra entraîner l'apparition du feu.

La plupart des appareils tournants dans les stations d'épuration sont entraînés par moteur électrique et les tensions employées sont souvent très élevées, si bien que toute action mettant en jeu un opérateur non qualifié pourra provoquer une déflagration.

Pour éviter de tels risques :

- Il faut prescrire l'emploi d'échelles en métal autour des installations électriques.
- Il faut qu'avant tout travail de répartition, interrompre le circuit électrique et toute répartition de dispositifs électrique ne doit être effectuée que par un électricien qualifié.
- Les extincteurs chimiques en bon état de fonctionnement doivent être placés aux endroits sensibles ainsi que les boyaux d'arrosage sous pression.

Parmi les dispositions à prendre, nous citerons essentiellement :

- L'éclairage suffisant de tout ouvrage et de tout point des locaux d'exploitation par des sources de lumière artificielle offrant un niveau d'éclairement adéquat ; l'éclairage normal se situant entre 30 et 100 lux.
- Le son et les vibrations dans la STEP sont à redouter et sont susceptibles de causer des nuisances. Les moteurs à forte sonorité devront être munis des isolateurs sonores et toute intervention devra être subordonnée par le port des masques antibruit. La sonorité admissible dans la STEP représente 120dB en comparaison à un atelier de mécanique.
- Les vibrations ressenties dans la STEP se localisent surtout au niveau du bassin d'aération par la mise en marche des aérateurs de surface. Là aussi il doit être prévu des gardes corps au risque de chute dans le bassin. Les vibrations admissibles accusent une fréquence de 20 Hz.



Enfin, dans les consignes données par écrit au personnel pour l'entretien, les précautions de sécurité doivent être explicitées, en particulier le danger des gaz et de l'électricité en milieu humide ou gazeux.

Ces précautions doivent être renforcées en période de gel où s'accroissent les risques de chute.

### IX.6. Disposition générale :

Le préposé à l'exploitation d'une station de traitement a la responsabilité d'assurer à son personnel un milieu de travail sur et salubre. Parmi les moyens à caractère général qu'il doit prendre, il convient de signaler les suivants :

- Conserver un dossier précis et complet sur chaque accident de travail ;
- Assurer la disponibilité et le bon ordre de tous les dispositifs de protection jugés nécessaires à la sécurité y compris les trousseaux de premiers soins ;
- Maîtriser en évidence les numéros de téléphone de divers services d'urgence.
- Se familiariser avec la réglementation gouvernementale portant sur la sécurité en milieu de travail ;
- Voir à la formation de tous les membres du personnel en ce qui trait à la sécurité ;
- Mettre au point en ce qui concerne l'exploitation et l'entretien des modes opératoires tenant compte de la sécurité, promulguer des règles à suivre et Veiller à leur respect ;
- Encourager le personnel à suivre des cours de secourisme ;
- Veiller à l'entretien ménager et bon ordre.

### 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 et biologique.

Il doit être en mesure de se rendre compte le plus clairement possible du fonctionnement de la station d'épuration et une mise à niveau périodique des connaissances doit être faite pour permettre une gestion et exploitation moderne et performante de station.

Un des intérêts principaux des lagunages est la simplicité de l'exploitation. Cette simplicité ne saurait cependant aller jusqu'à une absence d'entretien qui se traduirait à terme par abandon pur et simple des installations.

A decorative border resembling a scroll, with a blue outline and rounded corners. The text is centered within this border.

# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Actuellement, les eaux usées de la ville de KHEMISTI (W. TISSEMSILT) sont rejetées directement dans l'oued, sans traitement et par conséquent, elles peuvent engendrer des graves problèmes environnementaux et de santé publique. Donc la réalisation d'une station d'épuration est une obligation afin de :

- Supprimer les nuisances et les risques actuels de contamination au niveau de la ville.
- Protéger le milieu récepteur et notamment la nappe existante.
- Se garder la possibilité de réutiliser pour l'irrigation les effluents épurés pour mettre en valeur les espaces qui ne le sont pas.

La filière de l'épuration des eaux usées recommande différentes techniques à divers niveaux technologiques, souvent très élaborées ceci est illustré comme étant des méthodes classiques de traitement ; ainsi que de nouvelles techniques visant la protection de l'environnement et la sauvegarde du milieu naturel. C'est techniques sont connues sous les noms de lagunage.

Le choix de la filière de traitement doit être fait de telle façon que l'on puisse accomplir les exigences concernant la qualité des eaux usées brutes et l'eau épurée d'une part, et d'autre part l'aspect économique et les contraintes d'exploitation.

Une station de lagunage reste difficile à dimensionner vu que les différents modèles théoriques qui traitent la cinétique de dégradation des matières organiques. Pour notre cas on a choisi le lagunage aéré car il nécessite une faible emprise au sol par rapport au lagunage naturel.

Notre station débute par un déversoir d'orage pour déverser les eaux de pluies vers l'Oued de Toukria, en suite un dégrilleur mécanisé de deux série : grilles grossières et grilles fines, le maintien du sable est assuré par un dessableur avec deux couloirs .Pour le traitement biologique nous avons recours à deux étages de lagunage aérée, constitués de quatre lagunes, suivi d'un étage de finition constitué de deux lagunes. Finalement les eaux épurées sont dirigées vers le milieu récepteur qu'est l'Oued de Toukria.

Les volumes de chaque bassin :

1 er étage contient deux bassin, le volume de chaque bassin est de  $29043,37 \text{ m}^3$

2 éme étage contient deux bassin, le volume de chaque bassin est de  $16969,16 \text{ m}^3$

L'étage de finition contient deux bassins, le volume de chaque bassin est de  $7179,26 \text{ m}^3$

Ensuite. Il est indispensable de faire le dimensionnement des différentes conduites reliant les ouvrages et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

La construction d'une station d'épuration seulement n'est pas suffisante. En effet, il faut savoir comment gérer et exploiter la station car une STEP sans une bonne gestion ne peut pas tenir longtemps.

❖ **Perceptive et suggestions :**

- ✓ La réutilisation des eaux usées traitées en agriculture, industrie et même pour répondre aux besoins domestiques.
- ✓ La valorisation des boues d'épuration à des fins agricoles et la production de l'énergie.

## Références bibliographique

- [1].LIBES Y .Les eaux usées et leur épuration.
- [2].Moulin S, Rozen-Rechels D, Stankovic M. Traitement des eaux usées ; centre d'Enseignement et de recherches sur l'environnement et la société 2013.
- [3].LIF B. Epuration des eaux usées par lagunage
- [4].Bureau de l'UNESCO. Traitement des eaux usées par lagunage ; RABAT 2008.
- [5].ISMA au service de l'eau .le lagunage aéré ; 2015.
- [6].Direction des ressources en eau de TISSEMSILET.
- [7].Office nationale d'assainissement de TISSEMSILET.
- [8].SALGHI R. Dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées ; l'école nationale des sciences appliqués d'AGADIR.
- [9].Bureau d'étude Moyens d'Application et Techniques de l'Hydraulique et de l'environnement ; Etude de la protection de la ville de KHEMISTI(W.TISSEMSILT)
- [10].Bureau d'études National Eau et Environnement ; conception d'une station d'épuration par lagunage pour la ville de SIDI LANTRI (W.TISSEMSILT).

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, all in a light blue color.

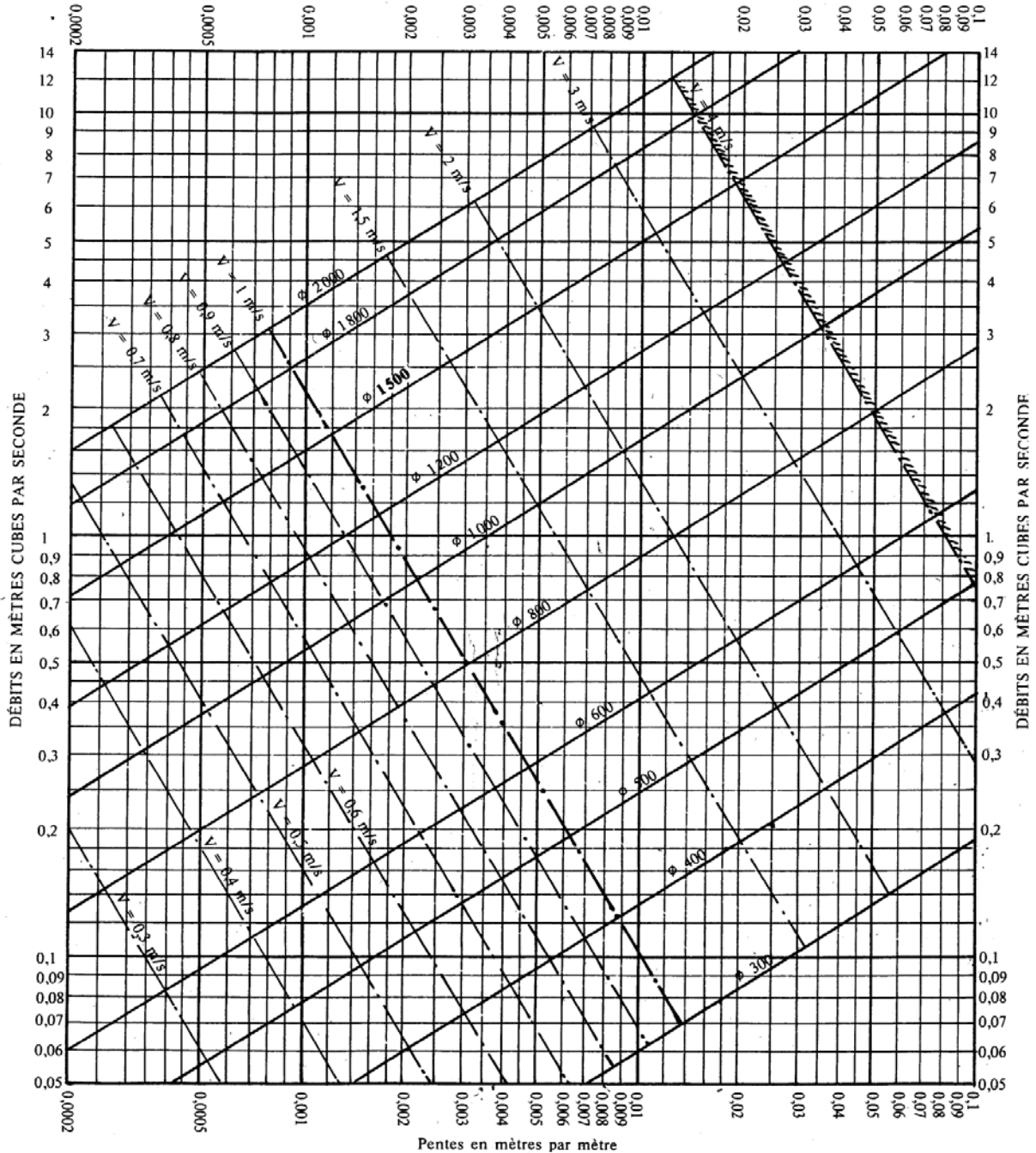
# **Annexe**

# Annexe 01 : diagramme de BAZIN (01)

ABAQUE Ab. 4 a

Ab. 4a

## RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( $V = 0,30$ ). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

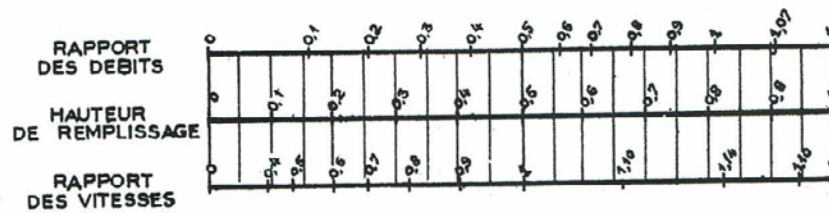
Source : D.KAHLERAS ; cours d'assainissement ; Dimensionnement des canalisations des réseaux d'assainissement.

## Annexe 02 : Diagramme de BAZIN (02)

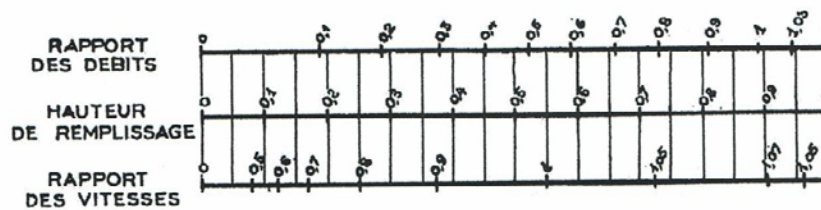
### ANNEXE X

#### VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

##### a) Ouvrages circulaires



##### b) Ouvrages ovoïdes normalisés

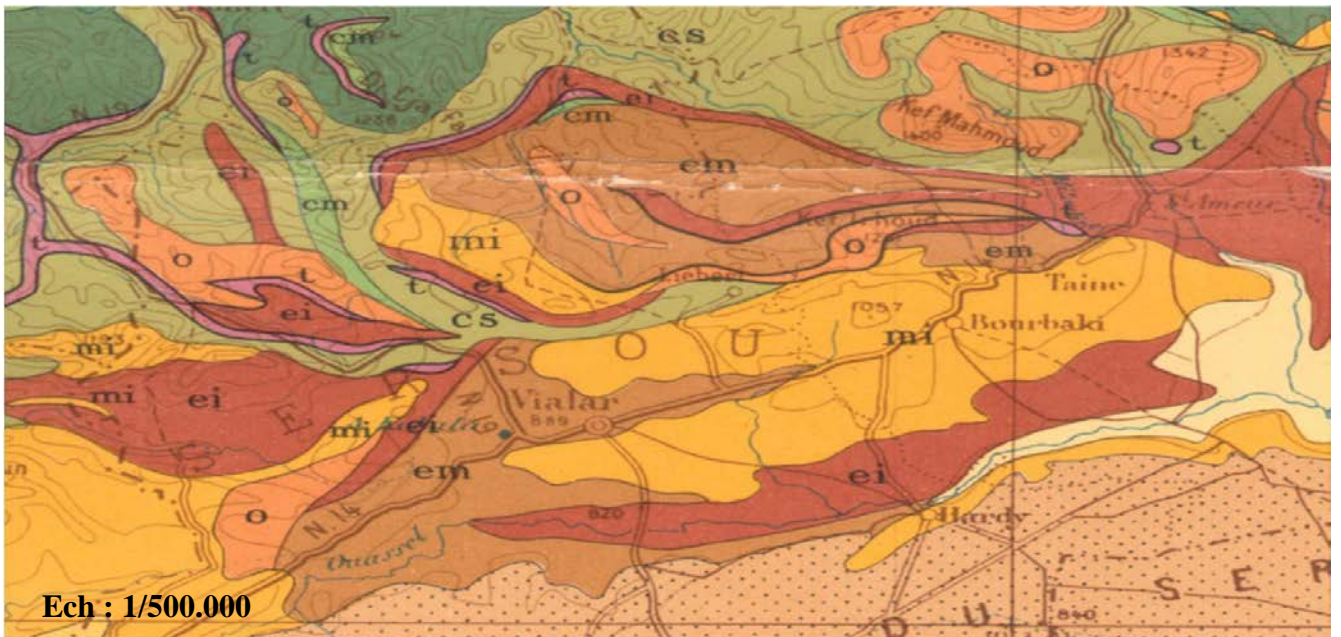


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Source : Guerree Gomella, (1967), Les eaux usées dans les agglomérations urbaines, édition Eyrolles, Paris



**Annexe 03** : Extrait de la carte géologique donnant un aperçu de la géologie de notre région.



Ech : 1/500.000

**TERRAINS**

**SÉDIMENTAIRES**

A	Alluvions actuelles: <i>lacs, marécages, dayas, chotts, sabbhas, limons et croûtes gypse-salines</i>
D	<i>Dunes récentes</i>
qt	Quaternaire continental: <i>alluvions, regs, terrasses</i>
qm	Quaternaire marin: <i>plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les accompagnent</i>
qC	Calabrien: <i>grès marins et formations dunaires associées</i>
qV	Villafranchien: <i>calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges</i>
pV	Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pV)
pc	Pliocène continental: <i>poudingues, calcaires lacustres</i>
p	Pliocène marin   <i>conglomérats, marnes bleues, mollasses, grès et formations dunaires subordonnées</i>
mp	Pontien (localement équivalent du mc)
ms	Miocène terminal marin et lagunaire: <i>couche à Tripoli, marnes à gypse</i>
mm	Miocène supérieur marin: <i>calcaires, grès, argiles</i>
mc	miocène continental antépontien
mi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)
oa	Aquitainien continental (pouvant inclure localement la base du Burdigalien)
oe	Oligocène continental (pouvant inclure localement l'Éocène sup <sup>r</sup> continental)
o	Oligocène marin incluant localement l'Éocène supérieur)
em	Éocène moyen marin
ec	Éocène moyen et inférieur continental
ei	Éocène inférieur marin
es	Crétacé supérieur marin
csc	Crétacé supérieur continental
csm	Crétacé supérieur marin non subdivisé
em	Crétacé moyen (marin ou lagunaire)
et	divisé éventuellement en et Turonien
en	en Cénomanién
c	Crétacé marin non subdivisé