

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÈRI DE TIZI-OUZOU



FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
Département d'Hydraulique

*Filière : Hydraulique*

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Présenté pour Obtenir le Diplôme de **Master**

*Spécialité : Ouvrages Hydrauliques*

Thème

*Dimensionnement de la station d'épuration des eaux usées de la commune Tizi Ghennif*

Réalisé par :

*Mr. Sidhoum Ahmed*

Soutenu devant le jury composé de :

<i>NOM et Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Lieu d'exercice</i>	<i>Qualité</i>
<i>Mme. Hamri Amel</i>	<i>MAA</i>	<i>UMMTO</i>	<i>Présidente</i>
<i>Mr. Amour Abdallah</i>	<i>MCB</i>	<i>UMMTO</i>	<i>Promoteur</i>
<i>Mr. Zorai Ameer</i>	<i>MA</i>	<i>UMMTO</i>	<i>Examineur</i>

Date de soutenance : le 25 / 09 / 2025

# **REMERCIEMENTS**

Je remercie Dieu d'abord de m'avoir donné la force lorsque tout semblait dure. Ensuite je voudrais remercier ma mère qui m'a toujours soutenue même dans les moments les plus sombre. Je me remercie moi-même aussi d'avoir fait preuve de résilience et de sens de devoir pour achever ce mémoire. J'exprime ma profonde gratitude à mon promoteur Mr Amour, de m'avoir non seulement guidé lors de cette épreuve mais aussi d'avoir supporté tous mes délires et mes faux pas. Je remercie aussi les membres de jury d'avoir accepté de juger ce modeste travail. Mes remerciements vont également à l'ensemble des enseignants du département d'Hydraulique surtout Mr Zammoum pour son aide indéniable. Je remercie Lydia Ait Yahya et Maya Bessadi de m'avoir encouragé à continuer et ainsi que mon cher père, mes sœurs et mon frère. En fin, Je tiens à renouveler mes sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail. Leur soutien a été inestimable.

# **DÉDICACES**

Je dédie ce travail d'abord à ma chère mère qui a su m'élever et me façonner tel que je suis maintenant. A mon père, mes sœurs et mon frère, mes amis de près et de loin et mes collègues.

A toute la promotion Hydraulique.

Surtout à l'écrivain japonais **DAZAI Osamu** dont les livres paru parmi ses œuvres m'ont nourri l'âme de sagesse et de résolutions inébranlables.

## Résumé

Ce mémoire traite du dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées de la commune de Tizi Gheniff (wilaya de Tizi Ouzou). Après l'étude des caractéristiques géographiques, démographiques et hydrauliques, un procédé à boues activées à moyenne charge a été retenu pour assurer une efficacité de traitement supérieure à 90 % de la DBO<sub>5</sub>. Le dimensionnement a été réalisé pour couvrir les besoins actuels et futurs à l'horizon 2055, sur un site d'environ 3 hectares jugé adéquat.

**Mots clés :** Epuration, boues activées, DBO<sub>5</sub>, DCO, MES, Tizi Gheniff.

## Abstract

This thesis focuses on the design of a wastewater treatment plant for the town of Tizi Gheniff (Tizi Ouzou province). Based on the analysis of geographical, demographic, and hydraulic data, a medium-load activated sludge process was selected to achieve over 90% BOD<sub>5</sub> removal efficiency. The design was developed to meet both current and projected needs up to 2055, on an appropriate site of about 3 hectares.

**Keywords:** Wastewater treatment, activated sludge, BOD<sub>5</sub>, COD, TSS, Tizi Gheniff.

## المخلص

يتناول هذا البحث تصميم محطة لمعالجة مياه الصرف الصحي لبلدية تيزي غنيف (ولاية تيزي وزو). بعد دراسة الخصائص الجغرافية والديموغرافية والهيدروليكية، تم اختيار عملية الحمأة المنشطة بتحميل متوسط لتحقيق فعالية معالجة تتجاوز 90% من DBO<sub>5</sub>. بعد ذلك تم حساب أبعاد مختلف الهياكل من الأحواض والقنوات اللازمة للمحطة لتلبية الاحتياجات الحالية والمستقبلية حتى عام 2055، و التي يتم تشييدها على قطعة أرض تبلغ مساحتها حوالي 3 هكتارات.

**الكلمات المفتاحية:** معالجة مياه الصرف الصحي، الحمأة المنشطة، الطلب البيولوجي للأكسجين، الطلب الكيميائي للأكسجين، المواد الصلبة العالقة، تيزي غنيف.

# Sommaire

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

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

I .1. Introduction .....	2
I .2. Situation géographique .....	2
I .3. Situation topographique .....	4
I .4. Situation géologique et emplacement de la STEP .....	5
I .5. Situation climatique .....	6
I .6. Situation hydraulique actuelle.....	9
I .7. Situation démographique .....	10
I .8. Présentation du site d'implantation de la STEP .....	11
I .9. Conclusion .....	11

## Chapitre II : Eaux usées et procédés d'épuration

II .1. Introduction .....	12
II .2. Provenance des eaux usées .....	12
II .2.1. Les eaux usées domestiques .....	12
II .2.2. Les eaux usées industrielles .....	12
II .2.3. Les eaux usées agricoles .....	13
II .3. Caractérisation des eaux usées .....	13
II .3.1. Facteurs organoleptiques .....	13
II .3.2. Facteurs physico-chimiques .....	14
II .3.3. Facteurs microbiologiques .....	15
II .4. Les procédés d'épuration .....	17
II .4.1. Prétraitements .....	17
II .4.2. Traitements primaires .....	18

II .4.3. Traitements secondaires .....	19
II .4.4. Les traitements tertiaires .....	24
II .5. Traitement des boues .....	26
II .5.1. L'épaississement .....	26
II .5.2. La stabilisation .....	26
II .5.3. La déshydratation .....	27
II .5.4. Valorisation ou élimination .....	27
II .6. Conclusion .....	29

### **Chapitre III : Évaluation des charges hydrauliques et polluantes**

III .1. Introduction .....	30
III .2. Les charges hydrauliques .....	30
III .3. Les charges polluantes .....	30
III .4. Les normes de rejet .....	31
III .5. Echantillonnage.....	32
III .6. Estimation de la population future .....	33
III .7. Estimation des besoins en eau .....	34
III .8. Estimation des débits des eaux usées .....	36
III .9. Calcul des charges polluantes .....	38
III .10. Choix du processus de l'épuration .....	38
III .10.1. Le lagunage .....	39
III .10.2. Les lits bactériens .....	39
III .10.3. Les boues activées .....	39
III .11. Conclusion .....	41

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1. Introduction .....	42
IV.2. Déversoir d'orage .....	42
IV.2.1. Types de déversoirs d'orage .....	42
IV.2.2. Calcul du déversoir .....	42
IV.3. Dégrillage .....	44
IV.4. Dessableur – Déshuileur .....	47
IV.4.1. Le bassin du dessableur-déshuileur.....	47
IV.4.2. Le volume d'air insufflé .....	48
IV.4.3. Vérification .....	48
IV.4.4. Calcul des quantités de matières éliminées par le dessableur.....	48
IV.5. Le bassin d'aération .....	49
IV.6. Calcul du clarificateur secondaire .....	55
IV.7. Traitement tertiaire (désinfection) .....	57
IV.7.1. Évaluation de la quantité de l'hypochlorite de sodium nécessaire .....	58
IV.7.2. Dimensionnement du bassin de désinfection .....	58
IV.8. Traitement des boues .....	59
IV.8.1. L'épaississeur .....	59
IV.8.2. Stabilisateur aérobie .....	60
IV.8.3. Les lits de séchage .....	62
IV.9. Relevage .....	64
IV.9.1. Dimensionnement du puisard.....	64
IV.9.2. La conduite de refoulement.....	64
IV.9.3. La hauteur manométrique de la pompe.....	64
IV.9.4. Choix de la pompe.....	65
IV.10. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages de la STEP.....	65
IV.11. Profil hydraulique .....	66
IV.12. Conclusion .....	68
Conclusion générale .....	69

## Liste des figures

Figure I-01 : Délimitation de la zone d'étude sur la carte d'état-major.....	03
Figure I-02 : Vue satellitaire de la zone d'étude .....	03
Figure I-03 : Carte topographique de la région .....	05
Figure I-04 : Graphique de la température moyenne mensuelle .....	06
Figure I-05 : Vitesse moyenne du vent à tizi gheniff.....	07
Figure I-06 : Graphique de répartition des précipitations moyennes mensuelles.....	08
Figure II-01 : Schéma représentatif des prétraitements.....	18
Figure II-02 : Schéma explicatif des traitements primaires.....	19
Figure II-03 : Schéma du principe d'une installation de lagunage naturel .....	21
Figure II-04 : Lit bactérien d'une STEP .....	22
Figure II-05 : Disques biologiques .....	23
Figure II-06 : Filtres biologiques.....	23
Figure II-07 : Bioréacteur à membranes.....	25
Figure II-08 : Déshydratation des boues .....	27
Figure II-09 : Schéma globale du traitement des eaux usées dans une STEP .....	28
Figure IV-01 : Profile hydraulique .....	67

## Liste des tableaux

Tableau I-01 : températures mensuelles moyennes minimales et maximales(2014).....	06
Tableau I-02 : vitesse moyennes mensuelles du vent.....	07
Tableau I-03 : Répartition mensuelle des pluies.....	08
Tableau I-04 : démographie de la région de Tizi gheniff.....	10
Tableau II-01 : comparaison désinfection UV/Chloration .....	26
Tableau III-01 : limites maximales autorisées de polluants.....	31
Tableau III-02 : concentration DBO5, DCO, MES .....	32
Tableau III-03 : Estimation de la population actuelle et future (2055).....	34
Tableau III-04 : dotation en fonction du nombre d'habitants.....	34
Tableau III-05 : récapitulatif des besoins en eaux domestiques de Tizi Gheniff.....	35
Tableau III-06 : Besoins en eaux total de la zone d'étude .....	36
Tableau III-07 : débit moyen journalier d'eau usée.....	36
Tableau III-08 : récapitulatif des différents débits.....	38
Tableau III-09 : les charges polluantes des eaux usées de Tizi Gheniff .....	38
Tableau III-10 : Traitements boues activés à charges massiques variées .....	40
Tableau IV-01 : Variation de selon le type des barreaux .....	46
Tableau IV-02 : Pourcentage des MVS selon le rapport MES/DBO5 .....	48
Tableau IV-03 : Les valeurs moyennes des paramètres a' et b'.....	51
Tableau IV-04 : Les valeur moyennes des parametres am et b.....	53
Tableau IV-05 : Résultats de calcul d'aérateur et de clarificateur pour l'horizon 2055 .....	56
Tableau IV-06 : Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2055.....	58
Tableau IV-07 : Récapitulatif des résultats depuis l'épaisseuse jusqu'aux lits de séchage .....	63
Tableau IV-08 : Caractéristiques des conduites.....	66
Tableau IV-09 : Les différentes côtes des l'ouvrages.....	67

## Liste des abréviations et symboles

- ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques
  - $\text{Cl}_2$  : Chlore gazeux
  - $\text{DBO}_5$  : Demande Biochimique en Oxygène sur 5 jours
  - DBPs : Sous-produits de désinfection (Disinfection By-Products)
  - DCO : Demande Chimique en Oxygène
  - MES : Matières En Suspension
  - MVS : Matières Volatiles en Suspension
  - NaOCl : Hypochlorite de sodium
  - O.N.M : Office National de la Météorologie
  - RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat
  - STEP : Station d'Épuration des Eaux Usées
  - UV : Ultra-Violet
- 
- [Xa] : Concentration des boues dans le bassin ( $\text{Kg/m}^3$ )
  - $\Delta X$  : Quantité de boues excédentaires ( $\text{Kg/j}$ )
  - $a'$  : Rendement de synthèse ( $\text{Kg O}_2/\text{Kg DBO}_5$ )
  - $A_b$  : Âge des boues (j)
  - $a_m$  : Coefficient de rendement cellulaire (g cell/g  $\text{DBO}_5$  éliminée)
  - $b$  : Coefficient cinétique de respiration ( $\text{j}^{-1}$ )
  - $b'$  : Coefficient de respiration endogène ( $\text{Kg O}_2/\text{Kg DBO}_5 \cdot \text{j}$ )
  - $C_m$  : Concentration du polluant ( $\text{mg/L}$ )
  - $C_p$  : Charge polluante ( $\text{Kg/j}$ )
  - $C_{p1}, C_{p2}$  : Côte piézométrique (m)
  - $D$  : Diamètre (m)
  - $\text{DO}_2$  : Besoin en oxygène dissous ( $\text{KgO}_2/\text{j}$ )
  - $\text{DXt}$  : Quantité totale journalière des boues ( $\text{Kg/j}$ )
  - $E_b$  : Puissance de brassage (kW)
  - $E_n$  : Puissance de l'aérateur (kW)
  - $H$  : Hauteur (m)
  - ha : hectare
  - $H_g$  : Hauteur géométrique (m)
  - HMT : Hauteur manométrique totale (mCE)
  - $I_m$  : Indice de Molhman ( $\text{mL/g}$ )
  - $\text{Kg/j}$  : kilogramme par jour
  - $\text{Kg/m}^3$  : kilogramme par mètre cube
  - kW : kilowatt
  - $l$  : Largeur (m)
  - $L$  : Longueur (m)

- l/s : litre par seconde
- $Le$  : Charge de  $DBO_5$  éliminée (Kg/j)
- $Lf$  : Charge de  $DBO_5$  résiduelle (Kg/j)
- $m^3/h$  : mètre cube par heure
- $m^3/j$  : mètre cube par jour
- $m^3/s$  : mètre cube par seconde
- $Mb$  : Masse de boues dans le stabilisateur (Kg)
- mg/L : milligramme par litre
- $N$  : Nombre de lits de séchage
- $Na$  : Nombre d'aérateurs
- $Q$  : Débit ( $m^3/s$ ,  $m^3/h$ ,  $m^3/j$  ou l/s)
- $Qb$  : Débit des boues à extraire ( $m^3/j$ )
- $Qbex$  : Débit de boues en excès ( $m^3/j$ )
- $Qexces$  : Boues excédentaires (Kg/j)
- $Qf$  : Masse de boues à extraire (Kg/j)
- $Qmoy.h$  : Débit moyen horaire ( $m^3/h$ )
- $Qmoy.j$  : Débit moyen journalier ( $m^3/j$ )
- $QO_2$  : Besoin en oxygène (Kg/j)
- $QO_2/h$  : Besoin horaire en oxygène (Kg/h)
- $QO_2pte$  : Besoin en oxygène en pointe (Kg/h)
- $QO_2réel$  : Besoin réel en oxygène (Kg/j ou Kg/h)
- $Qptp$  : Débit de pointe par temps de pluie (l/s)
- $Qpts$  : Débit de pointe par temps sec ( $m^3/h$  ou l/s)
- $Qr$  : Débit de boues recyclées ( $m^3/j$ )
- $Qsp$  : Débit spécifique par  $m^3$  de bassin (Kg/ $m^3/j$ )
- $R$  : Taux de recyclage (%)
- $S$  : Surface totale nécessaire ( $m^2$ )
- $S_0$  : Concentration en  $DBO_5$  de l'affluent (mg/L)
- $S_0$  : Surface d'un lit de séchage ( $m^2$ )
- $Sf$  : Concentration en  $DBO_5$  de l'effluent (mg/L)
- $Sh$  : Surface horizontale ( $m^2$ )
- $Ts$  : Temps de séjour (h, min)
- $V$  : Volume ( $m^3$ )
- $V_2$  : Volume de boues épandues par lit et par an ( $m^3/an$ )
- $Vba$  : Volume de boues à sécher par an ( $m^3/an$ )
- $Vbj$  : Volume journalier de boues épandues par lit ( $m^3/j$ )
- $Xa$  : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg)
- $Xdur$  : Fraction difficilement biodégradable (Kg/j)
- $Xeff$  : Masse de MES dans l'effluent (Kg/j)
- $Xm$  : Concentration de boues en excès (Kg/ $m^3$ )
- $Xmin$  : Fraction minérale de MES (Kg/j)
- $\eta_{ep}$  : Rendement épuratoire (%)

## **Introduction générale**

L'eau étant une ressource vitale pour les humains et la faune et la flore, est aujourd'hui compromise par l'urbanisation croissante et la pression démographique. L'augmentation des besoins en eau potable affecte parallèlement la production d'eaux usées domestiques et industrielles. Ces effluents, non traités correctement, se manifestent comme une menace majeure pour les écosystèmes aquatiques et la santé publique, en raison des charges organiques, chimiques et microbiologiques qu'ils véhiculent.

En Algérie, la préservation des ressources hydriques et la réduction des pollutions sont devenues des priorités nationales, inscrites dans une démarche de développement durable. Dans ce contexte, la conception et la réalisation de stations d'épuration adaptées aux besoins des agglomérations représentent un levier stratégique pour atteindre les objectifs fixés par les politiques publiques en matière d'assainissement.

Le présent travail s'inscrit dans cette dynamique et porte sur le dimensionnement d'une station d'épuration pour la commune de Tizi Gheniff, située au Sud-Ouest de la wilaya de Tizi Ouzou. Cette localité connaît une croissance démographique significative et dispose actuellement de systèmes d'assainissement partiels qui se déversent directement dans le milieu naturel, générant ainsi des risques environnementaux considérables. La mise en place d'une station d'épuration performante constitue donc une nécessité impérieuse afin de garantir des rejets conformes aux normes réglementaires et préserver la qualité des milieux récepteurs. Ce mémoire poursuit plusieurs objectifs fondamentaux, constituant ainsi nos quatre chapitres.

Ce travail commence par une présentation des caractéristiques géographiques, topographiques, hydrologiques et démographiques de la zone d'étude afin de cerner les contraintes et opportunités liées à l'implantation de la station. Ensuite, on présente une étude de la nature des eaux usées, leur composition, leurs paramètres polluants et passer en revue les procédés de traitement existants pour identifier les plus adaptés à notre cas. De plus, on évoque l'évaluation des charges hydrauliques et polluantes actuelles et futures, en intégrant les prévisions démographiques, pour déterminer les dimensions des ouvrages de la station et garantir un fonctionnement optimal à long terme et finalement, on illustre un dimensionnement rigoureux de la station d'épuration ayant recours aux données requises par l'étude de la zone et l'évaluation des différentes charges impliquées.

# Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

## I .1. Introduction

Il est considéré comme impératif et critique de devoir présenter la zone d'étude d'un projet hydraulique comme une étape initiale nécessaire et fondamentale, à savoir mettre en vue nos données et notre description de ses situations différentes en l'occurrence : géographique, topographique, géologique, climatique, hydraulique et démographique. Ces différentes études nous permettront à priori d'établir les facteurs qui agissent sur ce projet.

Parmi les intentions cruciales d'une épuration des eaux usées d'une agglomération sont le traitement et l'éradication des polluants de maints origines et natures, dans le but de garantir leur rejet dans les exutoires d'une façon conciliable avec les revendications de la santé publique et de l'environnement. Dans ce chapitre on va mettre la lumière sur le terrain d'étude pour mieux poursuivre notre objectif de dimensionnement.

## I .2. Situation géographique

La commune de **TIZI GHENIFF** est localisée au Sud-Ouest de la wilaya de TIZI OUZOU, à approximativement 40Km du chef-lieu de la wilaya, ses coordonnées géographiques figurent sur 36,588° de latitude, 3,774° de longitude et 370m d'altitude. Elle est bornée dans son intégrité comme suit :

- Du côté Nord par la commune de **M'KIRA**.
- Du côté Est par la commune de **DRAA EL MIZAN**.
- Du côté Sud par la commune de **KADIRIA**, wilaya de **BOUIRA**.
- Du côté Ouest par la commune de **CHABET**, wilaya de **BOUMERDES**.

Elle est desservie par :

La **RN 68** la reliant avec la commune de DRAA EL MIZAN et La commune de Chabet.

Le **C.W 107** la reliant avec la commune de M'kira.

Le **C.W 48** la reliant avec la commune de Kadiria.

D'autres chemins communaux qui desservent les différents villages et quartiers.

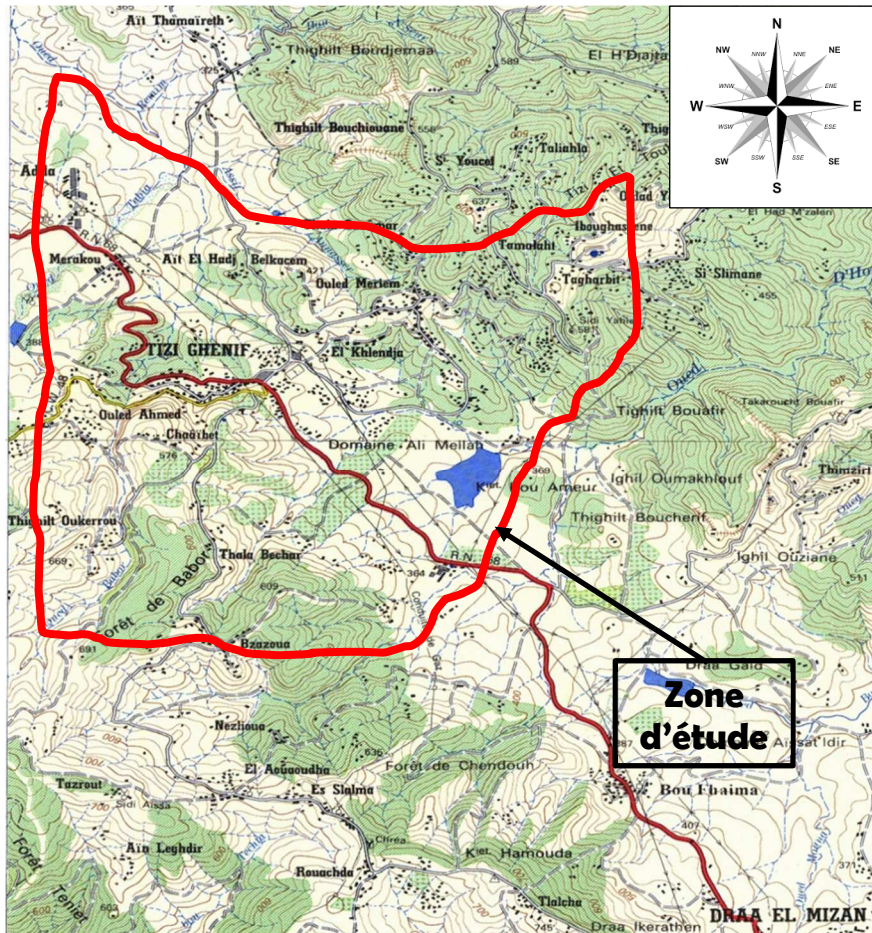


Figure I-01 : Délimitation de la zone d'étude sur la carte d'état-major

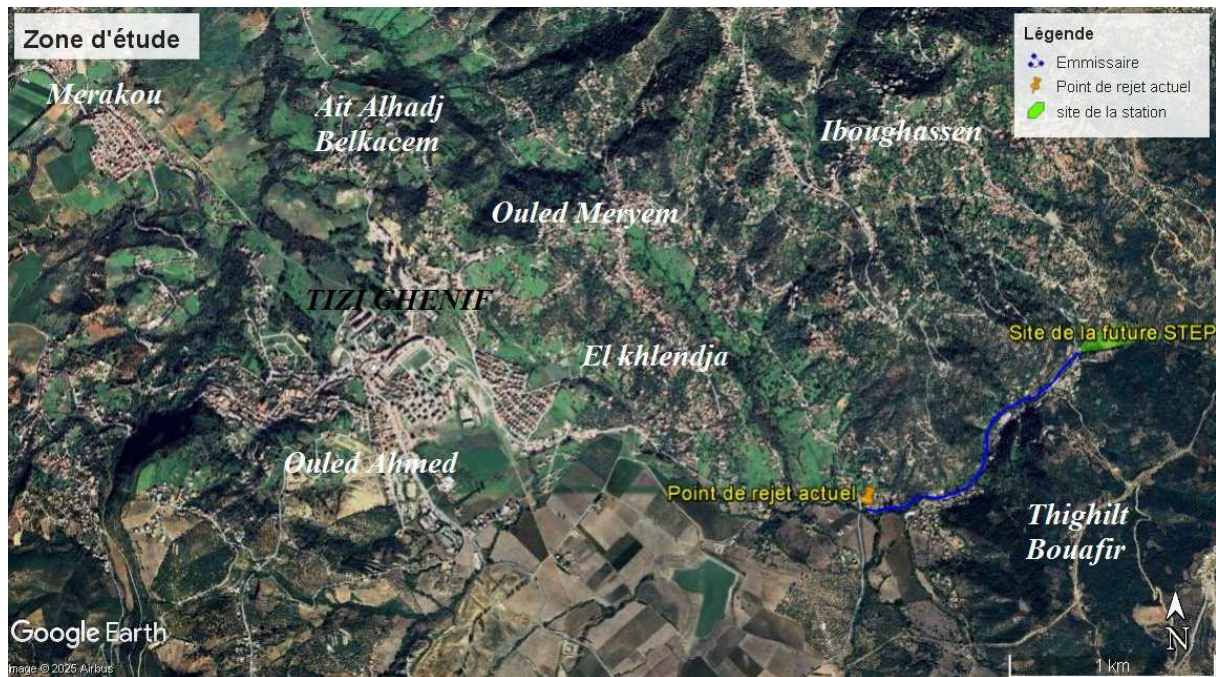


Figure I-02 : Vue satellitaire de la zone d'étude

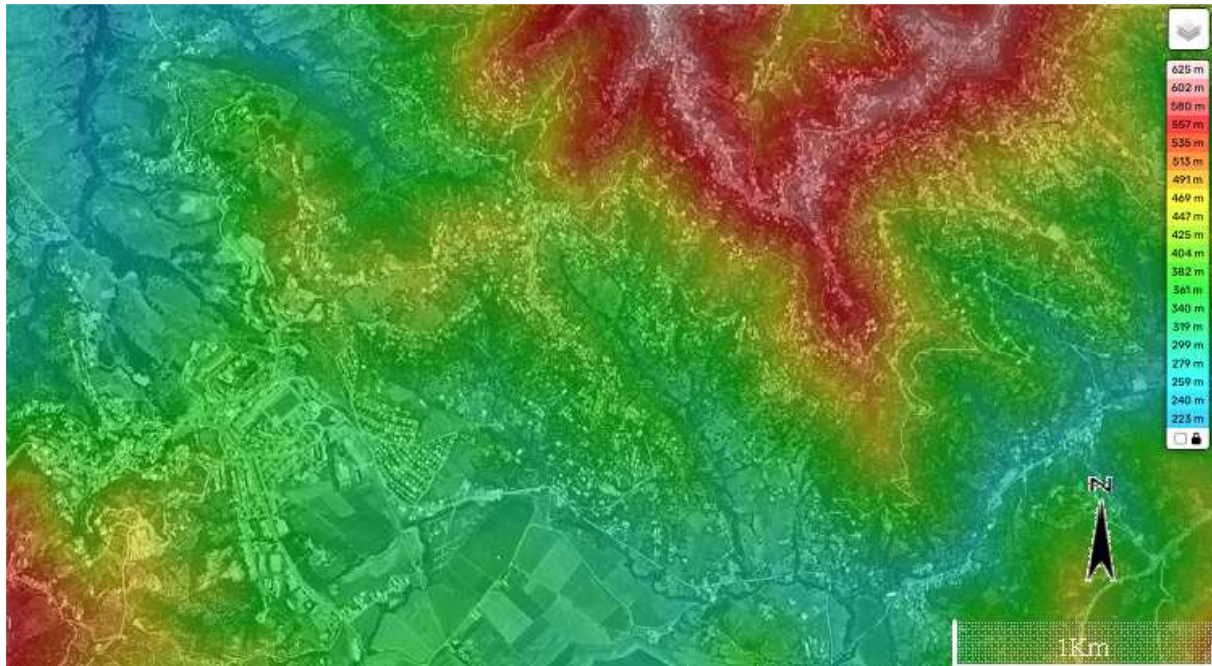
### **I .3. Situation topographique**

La topographie joue un rôle clé dans la conception d'une station d'épuration. Un terrain mal choisi ou mal aménagé peut compliquer l'écoulement gravitaire des eaux usées, augmenter les coûts de pompage et perturber le fonctionnement des bassins de traitement. Une pente naturelle bien exploitée facilite le transport des effluents, réduit l'énergie nécessaire et optimise l'efficacité du système. De plus, une étude topographique minutieuse permet d'éviter les risques d'inondation ou d'instabilité du sol, garantissant ainsi la pérennité des infrastructures.

À Tizi Gheniff, le paysage présente une concordance ensorcelante entre ses coordonnées géographiques et les caractéristiques topographiques qui le définissent. Dans les 3 kilomètres encerclant Tizi Gheniff, on détecte un terrain entreprenant, où les altitudes vacillent avec une variation maximale de 476 mètres, créant une exhibition naturelle authentique. La moyenne de l'altitude au-dessus du niveau de la mer se met en vigueur à 408 mètres, manifestant une hétérogénéité topographique hors pair de ce secteur.

Si l'on agrandit notre champ de vision à 16 kilomètres, on est secoué par des variations constamment plus considérables, avec une amplitude de 1 011 mètres en altitude. Cette diversité altitudinale continue de charmer, accordant une expérience optique remarquable dans cet environnement naturel d'une beauté dépareillé. À 80 kilomètres, l'histoire obtient une envergure animée avec des fluctuations extrêmes rejoignant 2 307 mètres d'altitude, décelant la grandeur irréprochable de la topographie régionale. [3]

Si on se limite sur les sites concernés par notre étude, les altitudes oscillent entre 225m et 625m (voir figure ci-dessous). Ce qui fait une dénivellation de 400m.



*Figure I-03 : Carte topographique de la région*

#### **I .4. Situation géologique et emplacement de la STEP**

Après une visite récente de cette région et une recherche approfondie on constate qu'elle présente une géologie complexe, signée par une fluctuation de formations géologiques du Paléozoïque au Quaternaire, affecté par les mouvements tectoniques liés au rapprochement entre les plaques africaine et eurasienne.

Cette commune nichée au sud de Tizi Ouzou, fait partie de la grande Kabylie, se dispose de grandes couches de grès et d'argile, bien visibles sur les flancs des collines. Ces roches qu'on appelle les flyschs numidiens, se sont déposées depuis l'antiquité sous la mer, avant d'être soulevés par les mouvements de la terre. Aujourd'hui, elles forment une sorte de mille-feuille géologique, parfois instables surtout après de fortes pluies.

Ce qui est intéressant, c'est que malgré cette complexité, certaines roches, comme les grès du Miocène, sont utilisées localement pour la construction. Par contre, l'eau est un vrai problème. Même si le barrage de Koudiat Acerdoune n'est pas loin, beaucoup de villages autour de Tizi Gheniff manquent d'eau, car l'approvisionnement est souvent redirigé vers d'autres villes. [4]

Un émissaire a été conçue entre le point de rejet de la zone urbaine et le site d'implantation de la STEP, par une étude ultérieure du réseau d'assainissement de la même zone [3], c'est à partir de cette étude là qu'on pourrait entamer la nôtre pour dimensionnement de cette STEP.

**I .5. Situation climatique**

La commune de TIZI GHENIFF est caractérisée par un climat méditerranéen, avec des étés chauds et secs (de mai à septembre), et des hivers humides et frais (de septembre à mai). Seule la pluviométrie présente une certaine hétérogénéité dans sa répartition spatiale.

Dans cette partie, nous étudierons successivement :

- Température de l'air ;
- Vent ;
- Pluviométrie ;

Pour les besoins de l'étude, nous avons pris les données disponibles de la station climatologique de l'office national de la météorologie (O.N.M), de TIZI GHENIFF.

**a. Température**

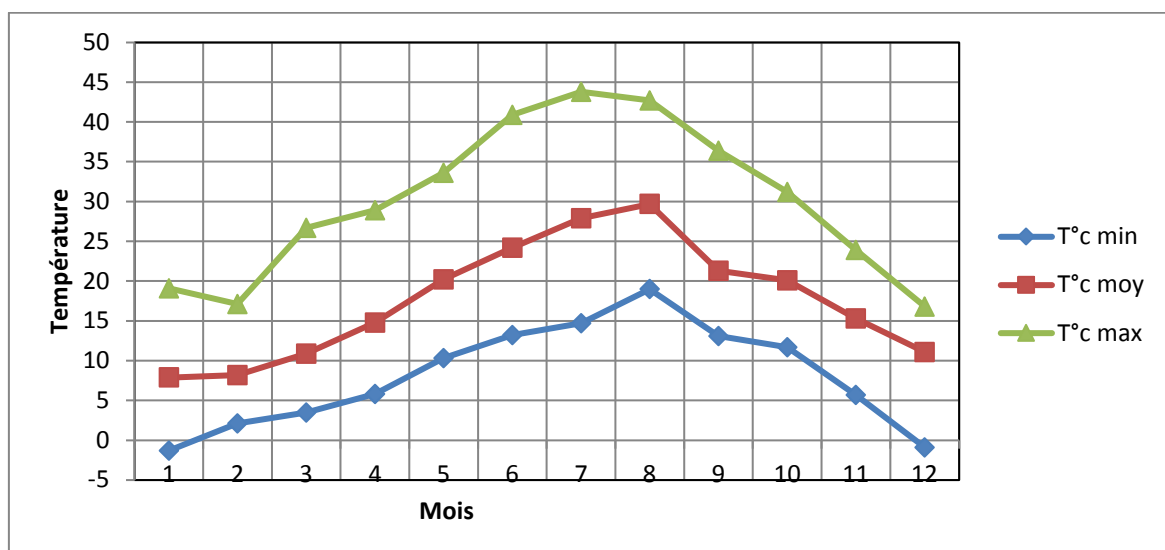
Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont regroupées dans le tableau suivant :

*Tableau I-01 : Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales (2014).*

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	T.M
Tmin°C	-1.3	2.1	3.5	5.8	10.3	13.2	14.7	19	13.1	11.7	5.7	-0.9	<b>8.075</b>
Tmoy°C	7.9	8.2	10.9	14.8	20.2	24.2	27.9	29.7	21.3	20.1	15.3	11.1	<b>17.63</b>
Tmax°C	19.1	17.1	26.7	28.9	33.6	40.9	43.8	42.7	36.4	31.2	23.9	16.8	<b>30.1</b>

Source : ANRH Blida

Ce tableau est représenté graphiquement sur la figure ci-dessous.



*Figure I-04 : Graphique de la température moyenne mensuelle*

L'analyse des températures mensuelles moyennes montrent que :

- La valeur min de la température moyenne est au mois de Janvier (-1.3 °C).
- La valeur max de la température moyenne est au mois d'aout (29.7 °C).
- La valeur moyenne annuelle de la température est de 17.6°C.
- La valeur maximale enregistrée est de 43,8°C au mois de juillet.

**b. Vent**

Il s'agit d'un facteur important dans l'élaboration du système de protection de la station d'épuration. Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction.

Les vents dominants soufflent généralement du nord, Nord-Ouest en direction du Sud, Sud-est. Pour le SIROCCO (vent de sud) peut durer de 15 à 30 jours par an et sont fréquents durant les périodes estivales.

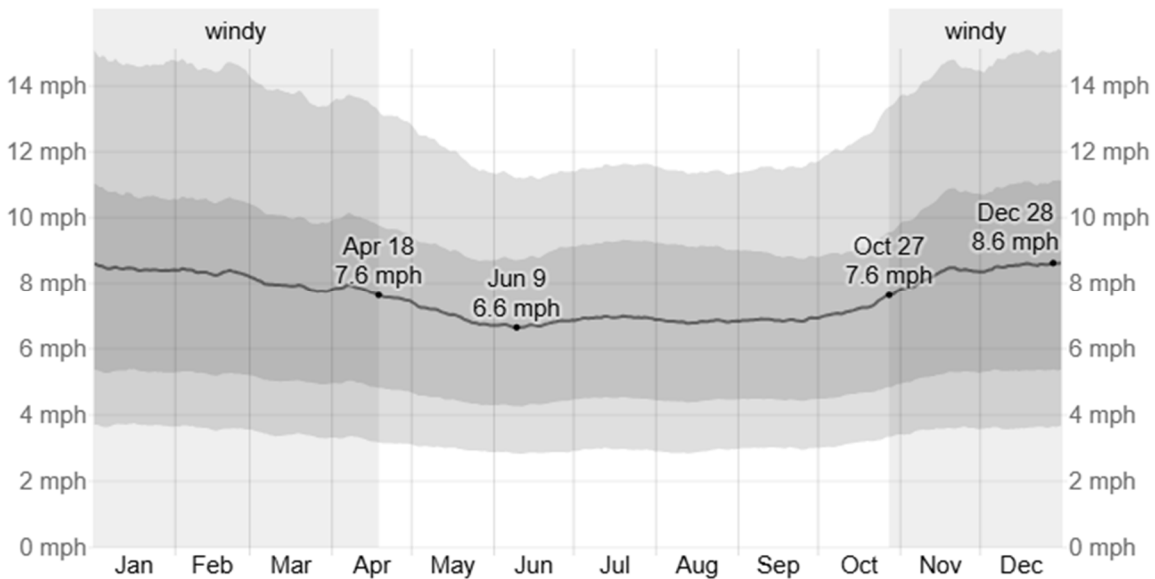
Le tableau suivant représente les valeurs moyennes mensuelles de la vitesse de vent (m/s).

**Tableau I-02 : Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s) durant la période (1990-2010).**

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
V (m/s)	1.1	1.7	2.5	1.9	1.8	2.1	1.9	1.7	1.4	1.8	1.4	0.6	<b>1.7</b>

Source : ONM.

L'analyse de ce tableau montre une stabilité des vitesses tout le long de l'année, ce qui nous permet de ne pas songer à des problèmes pouvant surgir.



**Figure I-05 : vitesse moyenne du vent à Tizi Gheniff [5]**

### c. Pluviométrie

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

Les précipitations moyennes annuelles, représentées pour chaque station et évaluées selon la moyenne pondérée dans notre station sont d'environ 705.2 mm suivant celle arrêtée par la station de TIZI GHENIFF.

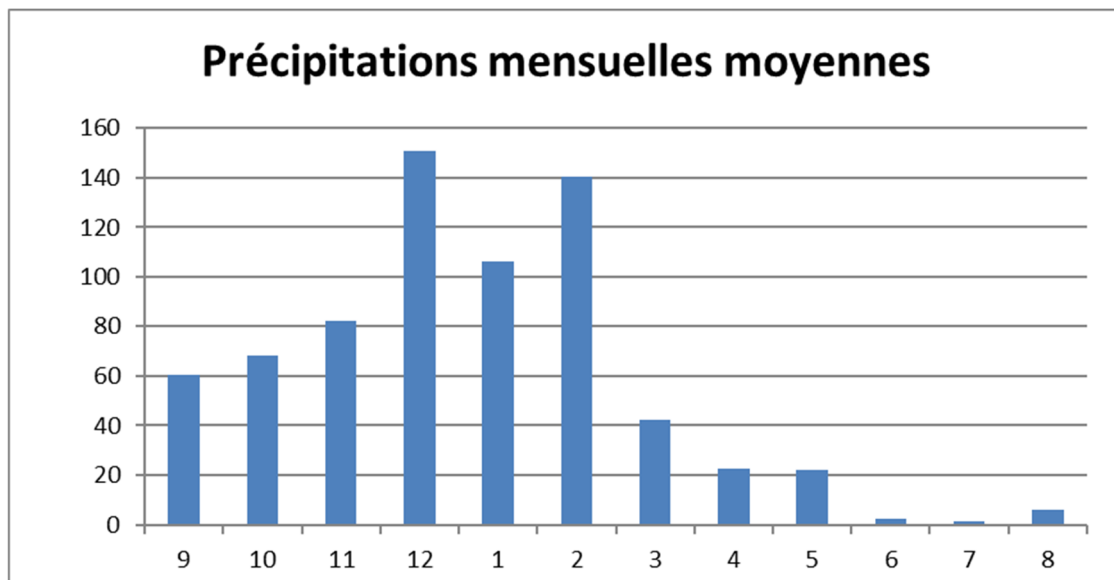
La répartition mensuelle des pluies est donnée sur le tableau suivant :

*Tableau I-03 : Répartition mensuelle des pluies (2014).*

Mois	9	10.	11	12	01	02	03	04.	05	06	07	08	Annuelle
P (mm)	60.2	68,1	82,1	150.7	106,4	40,1	42,5	22,7	22.1	2.8	1.4	6,1	<b>705.2</b>

*Source : ANRH Blida*

Le tableau ci-dessus fait ressortir que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de décembre (150.7mm), tandis que le minimum est atteint au mois juillet avec une moyenne de 1.4 mm Les précipitations moyennes annuelles sont de 705.2 mm.



*Figure I-06 : Graphique de répartition des précipitations moyennes mensuelles*

## I .6. Situation hydraulique actuelle

### a. Alimentation en eau potable

Actuellement la commune de Tizi Gheniff est alimentée en eau potable à partir de deux ressources.

1-Transfert du barrage Koudiet Acerdoune, d'où elle reçoit un volume moyen journalier de 8000 m<sup>3</sup> en commun avec la commune de Mkira. Une partie de ce débit alimente par pompage, le côté sud de Tizi Gheniff et une autre partie est refoulée via La SR4 vers le réservoir R1000 m<sup>3</sup> de Boutaka.

2- Par pompage à partir du barrage de Tizi Gheniff, vers le R1000m<sup>3</sup> de Boutaka qui alimente les villages de la partie Sud de Tizi-Gheniff.

### b. Assainissement

L'assainissement est crucial pour prévenir les maladies, protéger l'environnement et garantir la salubrité publique. Sans lui, les eaux usées et les déchets contaminent les ressources naturelles, menaçant la santé et la qualité de vie. [2]

#### o Eaux usées

La zone d'étude est caractérisée par l'existence de réseaux partiels, individuels, semi collectif ou collectif qui sont dans l'ensemble fonctionnels et en bon état, ils se déversent directement dans des talwegs ou des oueds, ce qui a engendré une forte pollution notamment en période d'été, les principaux rejets trouvés sont les Suivants :

-**Rejet Ouled Meriem** : il collecte principalement les eaux usées du village Ouled Meriem et D'hous, il est en DN300mm, il se diverse dans un talweg.

-**Rejet est Tizi Gheniff** : il collecte principalement les eaux usées du chef-lieu de Tizi Gheniff partie est, il est en DN800mm, il se diverse dans un talweg.

-**Rejet ouest Tizi Gheniff** : il collecte les eaux usées de la partie ouest de Tizi Gheniff.

#### o Eaux pluviales

Les eaux pluviales son simplement les eaux de pluie qui tombent sur le sol, les toits ou les rues, et qui s'écoulent ensuite dans les caniveaux, les égouts ou la nature. On a constaté que la zone d'étude est caractérisée par la présence de cours d'eau naturels et de talweg dont les plus importants sont, l'oued **Tabia et Assif Lanasser** qui forment en confluence, l'Oued **Remim** à

l'Ouest de Tizi Gheniff et l'Oued **DHOUS** à l'Est qui permettent l'évacuation des eaux pluviales de la Commune.

La saison manifestant le plus de précipitations dure 8,4 mois, du 13 septembre au 25 mai, avec une probabilité de précipitation quotidienne supérieure à 15 %. Le mois ayant le plus grand nombre de jours de précipitation à Tizi Gheniff est février, avec une moyenne de 7,8 jours ayant au moins 1 millimètre de précipitation.

La saison la plus sèche dure 3,6 mois, du 25 mai au 13 septembre. Le moins ayant le moins de jours de précipitation à Tizi Gheniff est juillet, avec une moyenne de 1,0 jour ayant au moins 1 millimètre de précipitation.

Pour les jours de précipitation, nous constatons les jours avec pluie seulement, neige seulement ou un amalgame des deux. Le mois avec le plus grand nombre de jours de pluie seulement à Tizi Gheniff est février, avec une moyenne de 7,5 jours. En fonction de ce classement, la forme de précipitation la plus courante au cours de l'année est de la pluie seulement, avec une probabilité culminant à 28 % le 18 novembre. [1]

### I .7. Situation démographique

Selon les RGPH 2008 (Recensement Générale de la population de la commune de Tizi Gheniff) les populations concernées par la présente étude sont comme suit :

*Tableau I-04 : démographie de la région de Tizi Gheniff*

<b>Villages</b>	<b>RGPH 2008</b>
Chef-lieu Tizi Gheniff	5331
Cité Marako (50%)	477
Tamelaht	795
Badis	625
Ait Boulakroun	802
Tagharbit	724
Bendou (50%)	411
Ouled Meriem	2329
D'hou Ivarahen	781
Sendia	724
Chabane	1697
Verrar-Ikhelef	566
Tala Mokrane	283
Ighil Oukarouille-Babor	462
Lourika-Bouzlama	485
Sanana	578
Tala-N'ali-Mekaoui	298
<b>Total</b>	<b>17368</b>

### **I .8. Présentation du site d'implantation de la station d'épuration**

Le choix du site de la station d'épuration a été indiqué par les services techniques de la Commune de Tizi Gheniff. Le site de la station se trouve sur l'endroit de rencontre de deux chemins communaux qui mènent vers Sanana et D'hous à côté d'un talweg. La superficie utile est d'environ 02 à 03 hectares. On a opté pour une valeur proche de 3 hectares. Le seul inconvénient échéant est le fait que le terrain est partiellement accidenté, ce qui va augmenter les travaux de terrassement lors de la réalisation de la station.

### **I .9. Conclusion**

Après avoir présenté toutes ces données dans ce chapitre nous devons souligner l'importance du dimensionnement adéquat d'une station d'épuration pour cette zone. Donc, pour garantir son efficacité et sa durabilité il faudra éviter le cas d'une station sous-dimensionnée ; celle-ci risque d'être submergée par les flux entrants, entraînant des rejets polluants non traités dans l'environnement. À l'inverse, une station surdimensionnée engendre des coûts inutiles en construction et en exploitation. Il faut donc un bon équilibre entre capacité de traitement, variations saisonnières de charge polluante et évolutions démographiques, tout en considérant le terrain accidenté lors de la conception. Par ailleurs, Il n'a été recensé aucunes activités industrielles dans la zone d'étude par contre elle est caractérisée par son activité agricole et l'élevage du bétail lié à son aspect rural et montagnoux.

## **Chapitre II : Eaux Usées et procédés d'Épuration**

### **II.1. Introduction**

Avant de dimensionner une station d'épuration, il est impératif d'avoir une connaissance générale et détaillée des procédés de traitements, dans ce chapitre nous allons présenter ces derniers ainsi que les paramètres et polluants dans les eaux usées.

### **II.2. Provenance des eaux usées**

Les principaux fondements des eaux usées sont les activités domestiques, industrielles et agricoles. Elles rassemblent les rejets liquides issus des maisons, des usines industrielles multiples et du ruissellement agricole chargé d'engrais et de pesticides. Les réseaux d'assainissement collectent ces affluents avant leur traitement, visant à réduire l'impact sur l'environnement. [6]

#### **II.2.1. Les eaux usées domestiques**

Les eaux usées domestiques, souvent appelées "eaux grises" et "eaux noires", sont principalement générées par les activités quotidiennes des ménages. Elles comprennent les rejets des toilettes (eaux vannes), des lavabos, des douches, des machines à laver et des éviers de cuisine. Ces effluents contiennent une variété de polluants : matières organiques, détergents, graisses, résidus alimentaires et parfois des microplastiques. Leur composition varie selon les habitudes de consommation, mais elles représentent un enjeu majeur pour les stations d'épuration, qui doivent éliminer ces substances avant rejet dans le milieu naturel. [7]

#### **II.2.2. Les eaux usées industrielles**

Contrairement aux eaux usées domestiques, les rejets industriels se caractérisent par une composition extrêmement variable, dépendant des secteurs d'activité. Une usine textile y rejette des colorants et des solvants, tandis qu'une raffinerie y déverse des hydrocarbures et des métaux lourds. Certaines industries agroalimentaires génèrent des effluents chargés en matières organiques, alors que les papeteries libèrent des lignines et des composés chlorés. Ces spécificités imposent des prétraitements sur site avant rejet dans le réseau collectif, sous peine de perturber les stations d'épuration classiques. La réglementation, notamment la directive européenne IPPC, encadre strictement ces rejets pour limiter leur impact sur les écosystèmes. [8]

### **II.2.3. Les eaux usées agricoles**

Les effluents d'origine agricole constituent une source de pollution hydrique particulièrement préoccupante, bien que souvent moins visible que les rejets industriels. Ces eaux résiduaires résultent principalement de trois phénomènes :

- Le lessivage des intrants agricoles (engrais minéraux et organiques) par les précipitations, entraînant un transfert important de nitrates et phosphates vers les hydrosystèmes ;
- L'accumulation progressive des résidus phytosanitaires (herbicides, fongicides, insecticides) dans les sols et les sédiments aquatiques, dont les impacts écologiques à long terme restent encore mal quantifiés ;
- La production massive de déjections animales dans les systèmes d'élevage intensif, conduisant soit à des rejets directs de lisiers dans le milieu naturel, soit à des épandages excessifs saturant les capacités d'absorption des sols.

Cette pollution diffuse, caractéristique du secteur agricole, présente une double complexité : sa nature saisonnière (liée aux cycles culturaux) et sa dispersion spatiale, qui rendent son contrôle particulièrement difficile contrairement aux rejets ponctuels industriels ou urbains. [9]

## **II.3. Caractérisation des Eaux Usées**

Les eaux usées constituent un effluent hétérogène dont la composition influence directement le choix des technologies de traitement. Il existe plusieurs facteurs à prendre en considération avant l'aboutissement des choix et méthodes de traitement :

### **II.3.1. Facteurs organoleptiques**

**II.3.1.1. L'aspect visuel :** Une eau usée présente typiquement une turbidité marquée, avec une coloration variable (grisâtre pour les eaux domestiques, teintée selon les rejets industriels). La présence de mousse ou de matières en suspension signale souvent une charge polluante élevée.

**II.3.1.2. Les odeurs :** Les effluents développent des composés malodorants (sulfure d'hydrogène, mercaptans, amines) issus de la décomposition anaérobie des matières organiques. Ces nuisances olfactives s'intensifient avec la stagnation des eaux.

**II.3.1.3. La température :** Anormalement élevée pour les rejets industriels (e.g. industries agroalimentaires), elle influence directement les processus de fermentation et les émanations gazeuses.

Ces critères sensoriels, bien que qualitatifs, fournissent des premiers indices précieux pour évaluer l'origine et le degré de pollution avant même toute analyse physico-chimique. [10]

### II.3.2. Facteurs physico-chimiques

Les paramètres physico-chimiques des eaux résiduaires permettent une évaluation quantitative précise de leur charge polluante. Ces indicateurs clés se répartissent en trois catégories principales :

#### II.3.2.1. Facteurs physiques

**a. La turbidité :** Elle est exprimée en NTU (Nephelometric Turbidity Units), reflète la concentration en matières en suspension c'est à dire la capacité des matières en suspension à diffuser la lumière. Dans les eaux usées urbaines, elle dépasse habituellement 100 NTU, contre < 5 NTU pour une eau potable. Cette valeur corrèle avec la teneur en particules colloïdales (argiles, micro-organismes).

**b. La conductivité électrique :** Mesurée en ( $\mu\text{S}/\text{cm}$ ), indique la minéralisation globale, c'est à dire la concentration en ions dissous ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ...). Les eaux domestiques affichent typiquement 500–1500  $\mu\text{S}/\text{cm}$ , tandis que les rejets industriels (ex. : industrie chimique) peuvent atteindre 10 000  $\mu\text{S}/\text{cm}$ . [11]

**c. La variation thermique :** Influence les processus biologiques de dégradation et l'activité bactérienne en station d'épuration. Les eaux usées urbaines oscillent entre 10 et 20°C. Un écart > 5°C par rapport à la normale peut révéler des rejets industriels anormaux (ex. : eaux de refroidissement).

#### II.3.2.2. Facteurs chimiques généraux

**a. Le pH (potentiel hydrogène) :** Il détermine l'acidité ou la basicité des effluents, le pH des eaux usées domestiques varie habituellement de 6.5 à 8.5. Un pH < 6 signale souvent des rejets acides (industries métallurgiques), tandis qu'un pH > 9 indique des effluents basiques (lavanderies, industries textiles).

**b. La DCO (Demande Chimique en Oxygène) :** Elle mesure la charge organique oxydable, en d'autres mots la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder les matières organiques et minérales via un oxydant chimique (dichromate). Les eaux domestiques brutes présentent une DCO de 300–600 mg  $\text{O}_2/\text{L}$ , pouvant dépasser 10 000 mg/L pour certains effluents industriels (agroalimentaire, papeterie). Une DCO élevée (> 1000 mg/L) dans les effluents industriels

impose un prétraitement (coagulation-floculation) avant traitement biologique, sous peine d'asphyxie des boues activées. [12]

**c. La DBO (demande biologique en oxygène) :** Aussi connue DBO<sub>5</sub> (demande biologique en oxygène en 5 jours), elle représente la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes pour dégrader les matières organiques en 5 jours, à 20°C dans l'obscurité. Plus la DBO<sub>5</sub> est élevée, plus la pollution organique du milieu est importante, car les micro-organismes auront besoin de davantage d'oxygène pour métaboliser les substances biodégradables. Cette mesure est cruciale pour évaluer l'efficacité des stations d'épuration et l'impact des rejets sur les écosystèmes aquatiques. [12]

**d. Les MEST (Matières En Suspension Totales) :** Elles quantifient les particules insolubles, déterminées par filtration et séchage à 105°C, incluent les particules organiques (débris végétaux) et minérales. Les eaux usées urbaines contiennent généralement 200–400 mg/L de MEST, avec des pics lors de fortes pluies (lessivage des réseaux). [11]

### II .3.2.3. Polluants spécifiques :

**a. Composés azotés (NH<sub>4</sub><sup>+</sup>, NO<sub>2</sub><sup>-</sup>, NO<sub>3</sub><sup>-</sup>) :** Ils sont issus de la dégradation des protéines, L'azote ammoniacal (NH<sub>4</sub><sup>+</sup>) domine dans les eaux usées fraîches (20–50 mg N/L). Son oxydation en nitrites (NO<sub>2</sub><sup>-</sup>) puis nitrates (NO<sub>3</sub><sup>-</sup>) dépend de l'efficacité du traitement biologique. Les nitrates (> 50 mg/L) posent un risque d'eutrophisation.

**b. Phosphates (PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>) :** Provenant des détergents et engrais, (30–70% de la charge) et des excréments, les ortho phosphates (PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>) atteignent 10–20 mg P/L dans les eaux domestiques. Leur élimination nécessite souvent une précipitation chimique (sels d'aluminium ou de fer).

**c. Métaux lourds (Zn, Cu, Pb) :** Ce sont principalement des caractéristiques des rejets industriels, Le zinc (Zn) et le cuivre (Cu) proviennent principalement des eaux ruisselant sur les toitures et chaussées. Le plomb (Pb) et le cadmium (Cd), plus toxiques, sont caractéristiques des rejets industriels (batteries, galvanoplastie). Leurs concentrations sont réglementées à l'échelle du µg/L.

Ces paramètres, réglementés par la directive européenne 91/271/CEE, conditionnent le choix des traitements d'épuration à mettre en œuvre. [11]

## II .3.3. Facteurs microbiologiques

### II .3.3.1. Indicateurs de contamination fécale

En microbiologie environnementale et en hygiène publique, les indicateurs de contamination fécale désignent des organismes ou marqueurs chimiques révélateurs d'une pollution d'origine fécale dans différents milieux (eaux, sols, denrées alimentaires). Leur

présence alerte sur une contamination potentielle par des excréments humains ou animaux, et donc sur un risque associé de transmission de maladies liées à des agents pathogènes intestinaux (comme certaines bactéries, virus ou parasites).

**a. Coliformes fécaux (*Escherichia coli*) :** Les coliformes fécaux, dont *E. coli*, sont des bactéries indicatrices de contamination d'origine fécale. Leurs concentrations dans les eaux usées brutes varient généralement entre  $10^6$  et  $10^8$  UFC/100 mL. Leur présence signale un risque potentiel de pathogènes entériques (salmonelles, virus hépatiques). La méthode de filtration sur membrane (NF EN ISO 9308-1) est couramment utilisée pour leur quantification. [11]

**b. Entérocoques intestinaux :** Ils sont plus résistants que *E. coli* dans l'environnement, les entérocoques (ex. : *Enterococcus faecalis*, *Enterococcus faecium*) sont des bactéries Gram-positives qui persistent dans les eaux traitées. Leur détection (NF EN ISO 7899-2) est cruciale pour évaluer l'efficacité des traitements de désinfection, notamment en vue d'une réutilisation agricole. [6]

### II .3.3.2. Pathogènes spécifiques

Le terme pathogène inclut tout agent biologique (virus, bactérie, parasite ou champignon) capable de provoquer une maladie chez un hôte vivant. Généralement dans les traitements d'eaux usées, on en trouve les suivants :

**a. Salmonelles :** Les salmonelles sont des bactéries responsables de gastro-entérites, très fréquentes dans les eaux usées d'origine urbaine ( $10^2$ – $10^4$  UFC/L). Leur isolement requiert des milieux sélectifs après enrichissement préalable.

**b. Virus entériques (norovirus, rotavirus) :** Les eaux usées contiennent aussi des virus résistants aux traitements conventionnels ( $10^3$ – $10^5$  particules virales/L). Leur détection par PCR quantitative est essentielle pour évaluer les risques épidémiologiques, notamment près des zones de baignade.

**c. Protozoaires parasitaires (*Cryptosporidium*, *Giardia*) :** Ces parasites sont présents sous forme de kystes ou d'oocystes ( $10$ – $10^3$  unités/L), résistent à la chloration. Leur analyse implique une filtration suivie d'une microscopie immunofluorescente.

### II.3.3.3. Bactéries indicatrices des boues activées

Dans le traitement des eaux usées par boues activées, certaines bactéries servent de marqueurs biologiques pour évaluer l'efficacité du procédé et la santé de l'écosystème microbien. En voici deux exemples souvent trouvés dans les eaux usées :

**a. Bactéries nitrifiantes (Nitrosomonas, Nitrobacter) :** Ces microorganismes clés du traitement biologique oxydent l'ammoniac ( $\text{NH}_4^+$ ) en nitrites ( $\text{NO}_2^-$ ), puis en nitrates ( $\text{NO}_3^-$ ) dans les stations d'épuration. Essentielles pour éliminer l'azote des eaux usées. Leur activité optimale requiert un temps de rétention hydraulique  $> 4$  jours et une concentration en  $\text{O}_2 > 2$  mg/L.

**b. Bactéries filamenteuses :** Ce sont des Micro-organismes allongés formant des filaments, naturellement présents dans les boues activées. Leur prolifération excessive cause des mauvaises décantations et des mousses.

Leur prolifération excessive provoque un gonflement des boues, réduisant l'efficacité de décantation. Leur identification microscopique guide les corrections opérationnelles.

## II.4. Les Procédés d'Épuration

### II.4.1. Les prétraitements

Les prétraitements des eaux usées constituent une première étape essentielle dans le processus d'épuration, visant à éliminer les matières grossières et les particules indésirables. Ils protègent les équipements contre l'usure prématurée et les obstructions, tout en optimisant l'efficacité des traitements biologiques ou physico-chimiques ultérieurs. Ainsi, les prétraitements garantissent un fonctionnement stable et performant de la station d'épuration, tout en réduisant les coûts de maintenance. Ces opérations, principalement mécaniques sont présentés en dessous.

#### II.4.1.1. Le dégrillage

Les eaux usées passent d'abord à travers des grilles (ou tamis) pour éliminer les gros déchets solides (branches, plastiques, chiffons). Selon l'espacement des barreaux, on distingue :

- Dégrillage grossier ( $> 40$  mm) : Capture les objets volumineux pouvant endommager les pompes.
- Dégrillage fin (5–20 mm) : Retient les particules moyennes (feuilles, cheveux, etc.).

Ces déchets, appelés "refus de grille", sont ensuite évacués vers des centres de traitement des déchets.

### II.4.1.2. Le dessablage-déshuilage

Ce procédé permet d'éliminer les particules minérales (sables, graviers) et les graisses par décantation différentielle :

- Dessablage : Les particules denses (sables) se déposent au fond du bassin (vitesse de sédimentation  $\sim 0,3$  m/s).
- Déshuilage : Les huiles et graisses (moins denses que l'eau) remontent en surface et sont raclées mécaniquement.

Cette étape est cruciale pour protéger les équipements contre l'abrasion et éviter l'encrassement des boues biologiques. Voici ci-dessous un schéma représentatif de cette étape :

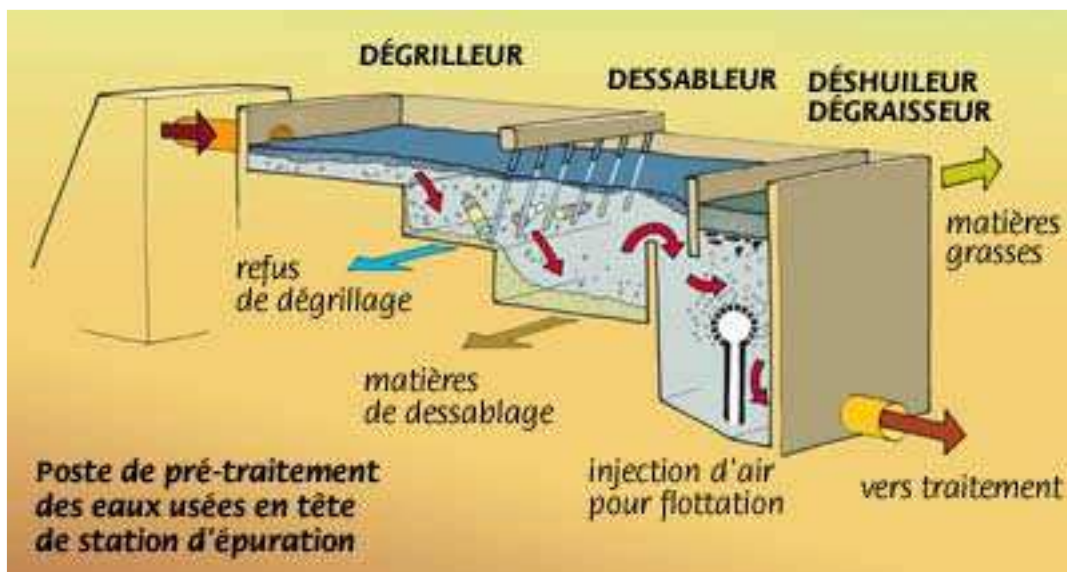


Figure II-01 : Schéma représentatif des prétraitements [16]

### II.4.2. Les traitements primaires

Après les prétraitements, viennent les traitements primaires qui sont une étape importante dont le but essentiel est d'éradiquer les matières en suspension par des procédés physiques

#### II.4.2.1. La décantation primaire

Couramment utilisé et très populaire, les eaux dégrillées et dessablées circulent lentement à travers un bassin spécialement conçu, permettant aux particules en suspension de se déposer naturellement sous l'effet de la gravité. Ce processus parvient à éliminer 30% à 50% de MES et 25% à 40% de la DBO<sub>5</sub>, elles sont ensuite extraites par raclage pour traitement ultérieur. [13]

#### II.4.2.2. La coagulation-floculation

C'est un procédé physico-chimique qui parvient à éradiquer les particules fines et colloïdes comme la turbidité, métaux, matières organiques en les agglomérant pour former des floccs qui peuvent se décanter.

- **Coagulation** : En injectant un coagulant (sulfate d'aluminium  $Al_2(SO_4)_3$ , chlorure ferrique  $FeCl_3$ ...etc.), les ions métalliques ( $Al^{3+}$ ,  $Fe^{3+}$ ) neutralisent les charges négatives et réduisent les forces de répulsion électrostatiques pour enfin former des micro-agrégats instables ce qui nécessite un dosage précis.
- **Floculation** : En ajoutant un floculant comme les polyacrylamides qui forment des ponts entre les particules avec une agitation lente on finit par former des floccs visibles, plus denses que l'eau qui se décantent.

Voici si dessous un schéma explicatif d'une technologie de traitements primaire développé par Veolia Water Technologies qui s'appelle ACTIFLO® Duo, mise en œuvre dans les projets dès 2015 avec 2 modes ; à débit élevé et à débit faible :

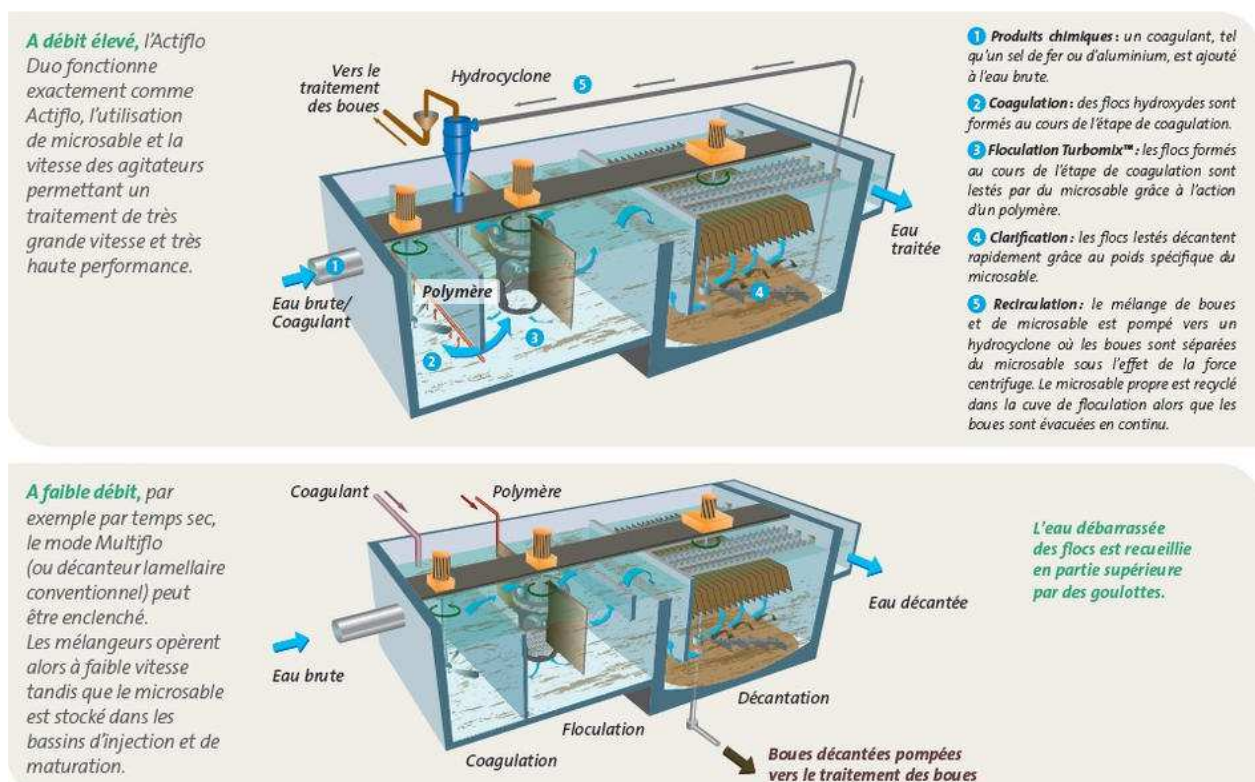


Figure II-02 : Schéma explicatif des traitements primaires ACTIFLO® Duo [17]

### II.4.3. Les traitements secondaires (biologiques)

C'est l'étape centrale de l'épuration des eaux usées, qui vise à éradiquer la matière organique dissoute et les polluants biodégradables, ce sont généralement des procédés qualifiés de biologiques.

#### II.4.3.1. Le procédé à boues activées

La technique des boues activées constitue le procédé biologique le plus couramment employé pour éliminer la matière organique dissoute. Son principe repose sur le mélange des eaux

prétraitées avec une culture microbienne aérobie, maintenue en suspension grâce à une aération forcée. Les micro-organismes dominants, essentiellement des bactéries hétérotrophes, dégradent les polluants organiques selon trois étapes clés : adsorption des substrats, croissance bactérienne et phase endogène. En aval, un clarificateur secondaire assure la séparation des boues biologiques et des eaux traitées, avec des rendements d'épuration atteignant typiquement 90 à 95% sur la DBO<sub>5</sub>.

Cette méthode combine efficacité et fiabilité, mais nécessite un contrôle rigoureux des conditions opératoires pour maintenir des performances optimales. [12]

#### II.4.3.2. Les lagunages naturels (aérés)

Les lagunages à microphytes et macrophytes représentent une solution d'épuration extensive particulièrement adaptée aux régions bénéficiant d'un fort ensoleillement. Leur mécanisme d'action repose sur une combinaison synergique de processus naturels :

**a. Production photosynthétique d'oxygène :** Les algues microscopiques (phytoplancton), sous l'effet du rayonnement solaire, génèrent une oxygénation diurne significative (pouvant atteindre 20 mg/L en milieu de journée). Cette production endogène d'O<sub>2</sub> permet le développement de bactéries aérobies responsables de la dégradation de la matière organique.

**b. Sédimentation passive :** La configuration des bassins (profondeur typique de 1 à 1,5 m) et les faibles vitesses d'écoulement favorisent la décantation naturelle des MES. La rétention hydraulique prolongée (souvent 15 à 30 jours) permet une clarification progressive.

**c. Minéralisation anaérobie :** Les boues accumulées au fond des lagunes subissent une digestion anaérobie par archées méthanogènes, avec production de CO<sub>2</sub> et CH<sub>4</sub>. Ce processus lent (temps de séjour de plusieurs mois) explique la faible production de boues résiduelles (typiquement 0,05-0,1 kg MVS/kg DBO éliminé vs 0,3-0,5 kg pour les boues activées).

La figure qui suit explique en détaille ce procédé avec un schéma précis :

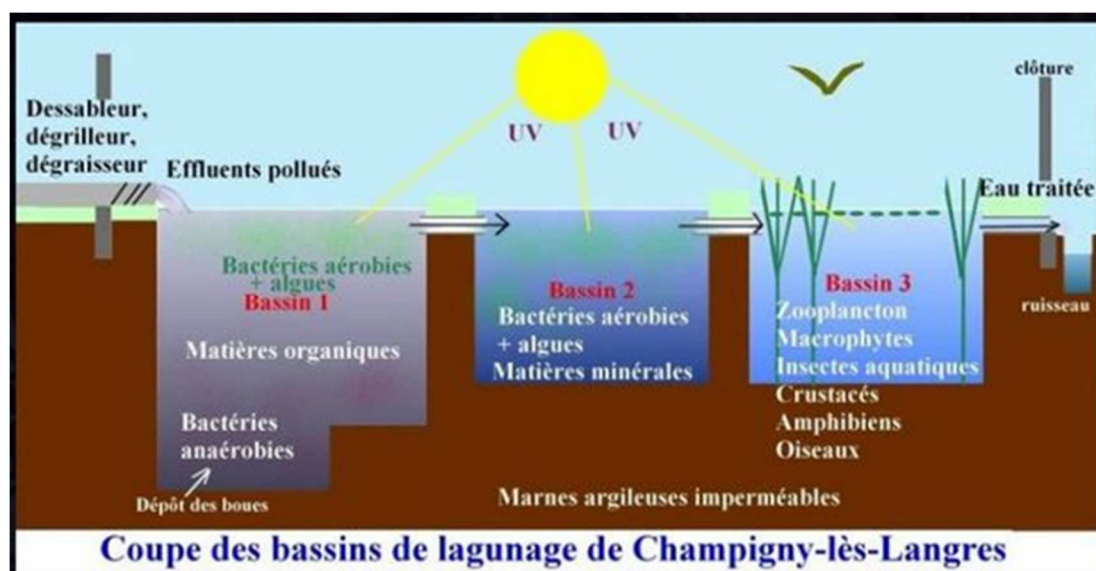


Figure II-03 : Schéma de principe d'une installation de lagunage naturel [18]

#### II.4.3.3. Les lits bactériens

Les lits bactériens représentent une solution traditionnelle mais toujours pertinente pour le traitement secondaire des eaux usées. Ce système repose sur un principe naturel : des bactéries fixées sur un support filtrant (généralement des pierres poreuses ou des modules en plastique) dégradent la pollution organique au fil de l'écoulement des eaux. L'oxygénation se fait naturellement par circulation d'air entre les interstices du lit, ce qui en fait une technologie peu énergivore. Son principal atout réside dans sa robustesse et sa simplicité d'exploitation, particulièrement adaptée aux petites collectivités. Cependant, cette technique présente des limitations notables : une emprise au sol importante (compter 5 à 10 m<sup>2</sup> par habitant), une sensibilité aux variations de température et un risque de colmatage en cas de fortes charges polluantes. Malgré ces contraintes, les lits bactériens restent largement utilisés dans les stations de taille modérée, où ils permettent d'éliminer 70 à 85% de la pollution organique avec un minimum de maintenance. [12]



*Figure II-04 : Lit bactérien d'une STEP (HAMON THERMAL EUROPE) [19]*

#### **II.4.3.4. Les disques biologiques**

Les disques biologiques, ou bio disques, constituent une évolution technologique des lits bactériens. Le principe repose sur des disques en plastique tournant lentement à moitié immergés dans l'eau à traiter. Cette rotation alternée permet à la fois l'absorption des polluants et une oxygénation optimale du biofilm bactérien. Plus compacts que les lits bactériens (2 à 3 fois moins d'espace requis), les bio disques offrent une meilleure maîtrise du processus biologique et des performances accrues, notamment pour l'élimination de l'azote ammoniacal. Leur automatisation facilite l'exploitation, mais implique une consommation énergétique plus élevée et un entretien plus pointu des parties mécaniques. Particulièrement adaptés aux effluents industriels et aux stations de capacité intermédiaire (jusqu'à 20 000 équivalents-habitants), ces systèmes permettent d'atteindre des rendements épuratoires de 85 à 95% sur la DBO<sub>5</sub>. Leur principal inconvénient reste leur sensibilité aux températures extrêmes, qui peut nécessiter des aménagements spécifiques en climat rigoureux. [12]



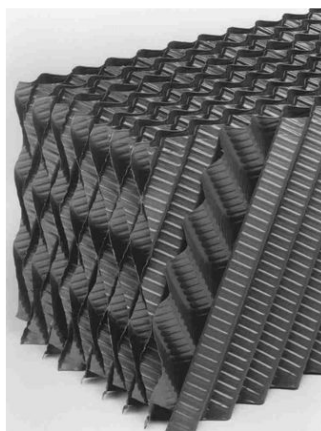
*Figure II-05 : disques biologiques*

#### II.4.3.5. Les filtres biologiques

Les bio filtres constituent une alternative compacte au procédé à boues activées. Leur principe repose sur le ruissellement des eaux usées sur un support fixe (pouzzolane, plastique structuré) où se développe un biofilm épais (1-3 mm). L'oxygénation naturelle par ventilation passive limite la consommation énergétique. Deux configurations dominent :

- Les **trickling filters** à ruissellement descendant.
- Les **bio-filtres à immersion** (BAF) avec rétention de MES.

Ces systèmes atteignent des rendements de 80-90% sur la  $DBO_5$  mais nécessitent un prétraitement rigoureux contre le colmatage.



*Figure II-06 : Filtre biologique pour eaux usées (HORUS ENVIRONNEMENT) [19]*

#### II.4.4. Les traitements tertiaires

Le traitement tertiaire désigne une étape avancée d'épuration des eaux usées, intervenant après le traitement secondaire. Parmi les techniques employées, on trouve la filtration sur sable, l'élimination des nutriments (azote, phosphore) et la désinfection par ultraviolets ou chloration. Ces procédés garantissent une qualité d'eau conforme aux réglementations environnementales les plus exigeantes. [14]

##### II.4.4.1. La filtration sur sable

La filtration sur sable est une étape tertiaire visant à éliminer les matières en suspension résiduelles et les colloïdes. Le filtre utilise un lit de sable (granulométrie généralement comprise entre 0,5 et 1,0 mm), où les particules sont piégées en profondeur grâce aux espaces interstitiels du média. Un lavage à contre-courant (back Wash) est nécessaire pour éviter l'engorgement du système. [14]

##### II.4.4.2. La filtration membranaire

Cette technique peut aussi être considéré comme un traitement secondaire quand on parle des bioréacteurs à membranes, mais quand on veut affiner la qualité de l'eau après les traitements biologiques classiques, elle est tertiaire. Cette technique repose sur des barrières physiques capables de séparer les polluants selon leur taille on distingue :

- L'ultrafiltration (UF) : Bloquer les colloïdes, bactéries, et macromolécules.
- La nanofiltration (NF) : Retenir les sels divalents et micropolluants organiques.
- L'osmose inverse (OI) : Éliminer jusqu'aux ions monovalents pour produire une eau ultrapure

Le choix de la membrane dépend de la charge polluante et du niveau de purification visé. Par exemple, les MBR (bioréacteurs à membranes) combinent souvent l'UF avec un traitement biologique pour optimiser l'élimination des matières organiques.



Figure II-07 : Bioréacteur à membranes [20]

#### II.4.4.3. Élimination des nutriments (azote, phosphore)

L'élimination de l'azote repose sur un traitement en deux étapes :

- Une nitrification (en conditions aérobies) convertissant l'ammonium en nitrate,
- Une dénitrification (en milieu anoxique) réduisant les nitrates en azote gazeux.

Pour le phosphore, deux approches coexistent :

- Biologique : via des bactéries accumulatrices en traitement secondaire.
- Chimique : par précipitation avec des sels métalliques (sulfate d'aluminium, chlorure ferrique).

Les réglementations strictes sur les rejets imposent souvent une combinaison de ces procédés.

#### II.4.4.4. Désinfection (UV/Chlore)

**a. La désinfection par UV :** Cette technique repose sur l'émission de la lumière ultraviolette avec généralement une longueur d'onde 200-300 nm, principalement 254 nm pour les lampes à mercure basse pression. Cette lumière pénètre les parois cellulaires des micro-organismes (bactéries, virus, protozoaires) et altère leur ADN/ARN, les rendant incapables de reproduire. Bien que sans produits chimiques résiduels, son efficacité dépend de la limpidité de l'eau.

**b. La chloration (chlore libre ou chloramines) :** La chloration quant à elle, utilise des composés chlorés (chlore gazeux  $Cl_2$ , hypochlorite de sodium  $NaOCl$ , ou chloramines) pour inactiver les pathogènes via l'oxydation des parois cellulaires et enzymes ou bien une altération de l'ADN/ARN des micro-organismes, cette technique offre une protection résiduelle

dans le réseau, mais peut générer des sous-produits toxiques (DBPs). Le choix entre ces méthodes dépend des coûts, de la qualité de l'eau et des normes locales.

Voici en dessous un tableau comparatif de ces deux types de désinfection :

*Tableau II-01 : Comparaison Désinfection UV/Chloration [14]*

Critère	Désinfection UV	Chloration
<b>Efficacité</b>	Très élevée (inclut les virus)	Variable (moins efficace sur <i>Cryptosporidium</i> )
<b>Sous-produits</b>	Aucun	DBPs (trihalométhane, cancérigènes)
<b>Coût</b>	Élevé à l'installation	Faible coût opérationnel
<b>Effet rémanent</b>	Non	Oui

## II.5. Les traitements des boues

Dans une station d'épuration, les boues sont un sous-produit inévitable du traitement des eaux usées. Elles proviennent essentiellement de deux sources :

- **Les boues primaires**, issues de la décantation des matières en suspension.
- **Les boues secondaires** (ou boues activées), générées par le traitement biologique.

Leur gestion est un enjeu crucial, à la fois technique, économique et environnemental. Voyons les étapes clés.

### II.5.1. Épaississement

Avant tout traitement, il faut concentrer les boues pour limiter leur volume. Plusieurs méthodes existent :

- **Épaississement gravitaire** : Simple et économique, surtout pour les boues primaires.
- **Flottation à l'air dissous (DAF)** : Efficace pour les boues légères, comme celles issues des boues activées.
- **Centrifugation** : Rapide, mais plus coûteuse en énergie.

L'objectif est de passer d'une boue liquide (1-5 % de matière sèche) à une boue plus dense (5-10 %).

### II.5.2. Stabilisation : éliminer les matières organiques et les pathogènes

Pour éviter les mauvaises odeurs et réduire les risques sanitaires et éliminer les matières organiques et pathogènes, les boues doivent être stabilisées. Deux voies principales :

#### a. Digestion anaérobie (la plus courante) :

- Les boues sont placées en absence d'oxygène, produisant du **biogaz** (méthane + CO<sub>2</sub>).
- Réduit la masse organique de 30 à 50 %.

- Idéal pour les grandes STEP (valorisation énergétique possible).

#### b. Digestion aérobie

- Moins répandue, car gourmande en énergie.
- Plutôt réservée aux petites installations.

#### II .5.3. Déshydratation

C'est l'étape qui permet de passer d'une boue pâteuse à un produit semi-solide. Les techniques courantes :

- **Filtres-presses** : Produisent des "gâteaux" de boue (20-40 % de matière sèche).
- **Centrifugeuses** : Plus rapides, mais moins performantes (15-30 % de siccité).
- **Lits de séchage** : Économiques, mais dépendants des conditions climatiques.



*Figure II-08 : Déshydratation des boues [21]*

#### II .5.4. Valorisation ou élimination

Enfin, plusieurs options s'offrent en fonction de la qualité des boues et des réglementations locales :

- **Épandage agricole** : Possible si les boues sont suffisamment traitées et non polluées (métaux lourds, pathogènes).
- **Compostage** : Mélangées à des déchets verts, les boues deviennent un amendement organique.
- **Incinération** : Avec récupération d'énergie, mais coûteuse.
- **Mise en décharge** : De moins en moins utilisée, sauf en dernier recours.

Le traitement des boues est un processus complexe, mais indispensable pour limiter l'impact environnemental des STEP. Les choix technologiques dépendent de la taille de l'installation,

des coûts et des réglementations. La tendance actuelle favorise la valorisation (biogaz, compost, épandage) plutôt que l'élimination pure.

Les deux figures regroupées en une seule ci dessous, illustrent toutes ces étapes sous forme de schémas détaillés :

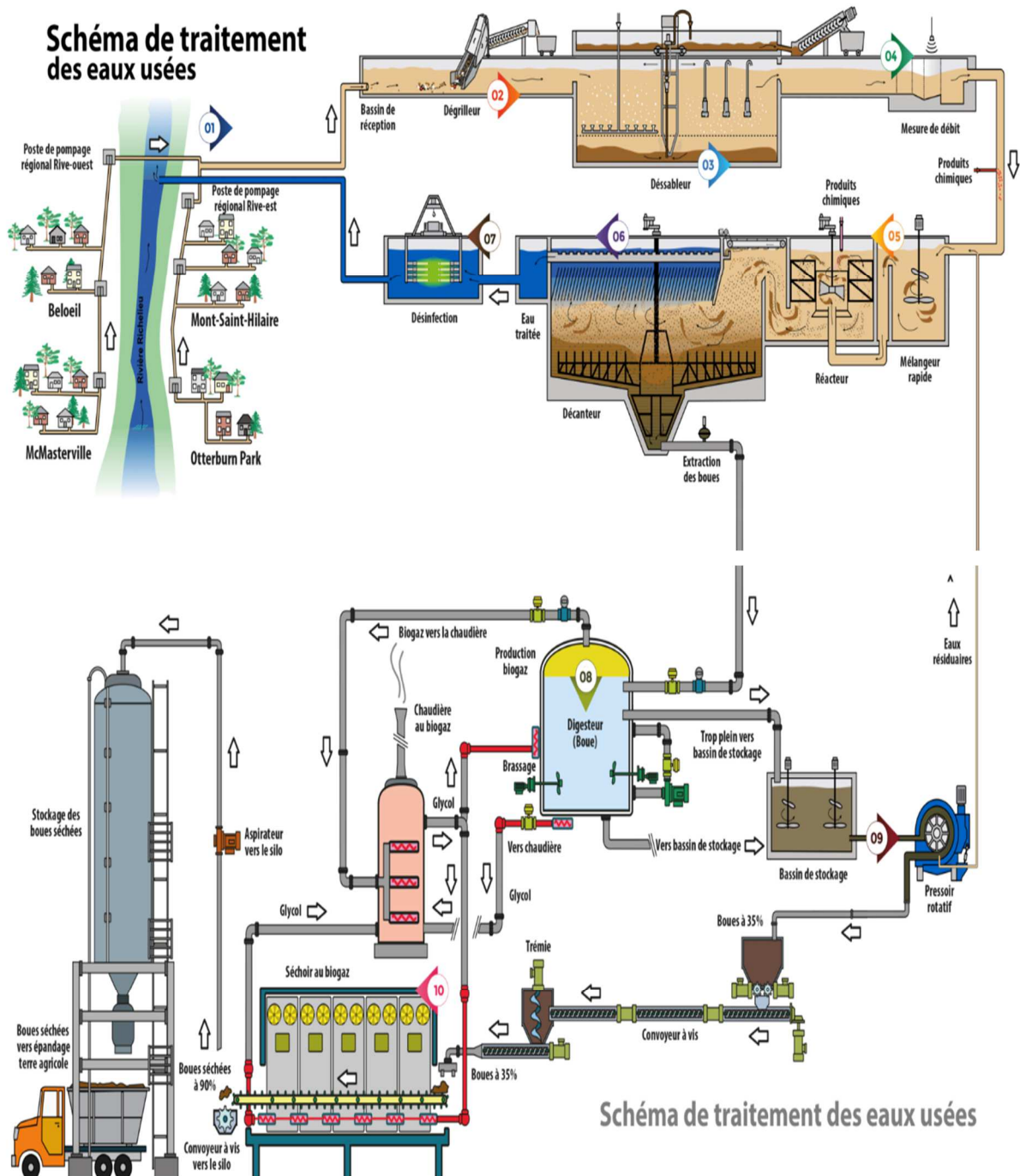


Figure II-09 : Schéma globale du traitement des eaux usées dans une STEP [15]

## **II.6. Conclusion**

La diversité de ces techniques de traitements met en évidence l'urgence d'étudier notre cas en caractérisant ses propres polluants et ses charges hydrauliques, ce que nous allons présenter et calculer dans le prochain chapitre de ce travail.

## **Chapitre III : Evaluation des charges hydrauliques et charges polluantes**

### **III.1. Introduction**

Etants facteurs majeurs dans le dimensionnement des ouvrages d'une station d'épuration des eaux usées, on va évoquer dans ce chapitre d'une façon analytique et détaillée les charges hydrauliques, les charges polluantes et leurs procédés de calcul, sur l'achèvement de ces derniers on pourra ainsi choisir les procédés de traitement adéquat a notre cas d'étude et dimensionner la station d'épuration de Tizi Gheniff.

### **III.2. Les charges hydrauliques**

L'évaluation des charges hydrauliques est cruciale pour le dimensionnement d'une station d'épuration. Le débit détermine la taille des ouvrages (bassins, décanteurs) : sous-estimé, il risque de provoquer des débordements ; surestimé, il engendre des coûts inutiles. Il influence aussi le temps de séjour hydraulique - trop court, le traitement devient inefficace ; trop long, il alourdit les dépenses énergétiques. Enfin, les variations de débit (saisonniers, horaires) doivent être anticipées pour éviter toute saturation du système. Une analyse précise de ces paramètres garantit ainsi un dimensionnement optimal.

### **III.3. Les charges polluantes**

L'analyse des charges polluantes est déterminante pour concevoir une station d'épuration performante. La nature et la concentration des polluants (DBO<sub>5</sub>, DCO, MES, nutriments) conditionnent directement le choix des procédés de traitement. Les eaux fortement chargées en matière organique biodégradable (DBO<sub>5</sub> élevée) requièrent un traitement biologique adapté (boues activées, lagunage), tandis que les effluents industriels à fort rapport DCO/DBO<sub>5</sub> nécessitent souvent un prétraitement physico-chimique.

Ces paramètres influencent également le dimensionnement des installations. La charge massique en DBO<sub>5</sub> détermine la taille des bassins d'aération, tandis que la concentration en MES conditionne celle des décanteurs. Enfin, les teneurs en DBO<sub>5</sub> et DCO dictent les besoins en oxygène, impactant directement les coûts énergétiques de l'aération. Une caractérisation précise des polluants s'avère donc indispensable pour optimiser à la fois l'efficacité du traitement et les investissements nécessaires.

### III.4. Les normes de rejet

Les normes de rejet jouent un rôle crucial dans la protection de l'environnement, la sécurité et santé publique ainsi que la gestion durable des ressources en eau. Dans le cas de l'Algérie, elles visent à limiter les rejets industriels polluants, protéger le littoral méditerranéen et encadrer la réutilisation des eaux usées traitées en agriculture.

**Tableau III-01 : limites maximales autorisées de polluants [22]**

	Paramètres	Unité	Concentration maximale admissible	
<b>Physiques</b>	PH		6.5 – 8.5	
	MES	mg/l	30	
	CE	ds/m	3	
	Infiltration le SAR = 0 – 3 CE	3 – 6	ds/m	0.2
		6 – 12		0.3
		12 – 20		0.5
		20 – 40		1.3
		3		
<b>Chimiques</b>	DBO <sub>5</sub>	mg/l	30	
	DCO	mg/l	90	
	CHLORURE (Cl)	meq/l	10	
	AZOTE (NO <sub>3</sub> – N)	mg/l	30	
	Bicarbonate (HCO <sub>3</sub> )	meq/l	8.5	
<b>Eléments toxiques</b>	Aluminium	mg/l	20.0	
	Arsenic	mg/l	2.0	
	Béryllium	mg/l	0.5	
	Bore	mg/l	2.0	
	Cadmium	mg/l	0.05	
	Chrome	mg/l	1.0	
	Cobalt	mg/l	5.0	
	Cuivre	mg/l	5.0	
	Cyanures	mg/l	0.5	
	Fluor	mg/l	15.0	
	Fer	mg/l	20.0	
	Phénols	mg/l	0.002	
	Plomb	mg/l	10.0	

	Lithium	mg/1	2.5
	Manganèse	mg/1	10.0
	Mercure	mg/1	0.01
	Molybdène	mg/1	0.05
	Nickel	mg/1	2.0
	Sélénium	mg/1	0.02
	Vanadium	mg/1	1.0
	Zinc	mg/1	10.0

### III.5. Echantillonnage

Afin de conduire une étude comparative entre les normes de rejet algériennes et les rejets actuelles de la station d'épuration il faut faire des échantillonnages, vue leurs importances pour connaitre précisément la charge polluante et d'éviter ainsi les cas d'une STEP inefficace, le surdimensionnement ou bien les problèmes techniques reliés au colmatage et au boues mal stabilisées.

#### III.5.1. Prélèvement

Dans le but de dimensionnement correct de la station d'épuration de notre région d'étude, il était primordial d'analyser les eaux usées brutes de cette région. Des prélèvements d'échantillons ont été effectués in situ, dans le point de rejet final de la commune de Tizi Gheniff.

#### III.5.2. Résultats

A partir du builtin finale des résultats d'analyse, nous avons extrait les valeurs des indicateurs de pollution dont nous avons besoin.

*Tableau III-02 : concentration DBO<sub>5</sub>, DCO, MES*

Indicateur de pollution	DCO	DBO <sub>5</sub>	MES
Concentration (mg/l)	399	340	486
Normes	90	30	30

#### III.5.4. Interprétation des résultats

En comparant les résultats des prélèvements de notre région d'étude et les normes de rejet algérienne, il est clair que les concentrations des indicateurs de pollution sont vachement

élevées, notamment celle des matières en suspension. Il est recommandé de prendre des mesures pour traiter et purifier cette eau avant son rejet dans l'environnement.

Pour se renseigner sur la biodégradabilité de cet effluent on calcule le rapport DCO/DBO<sub>5</sub>.

On considère qu'une valeur du rapport DCO/DBO<sub>5</sub> :

- Inférieure à 2 correspond à des effluents facilement biodégradables.
- Entre 2 et 3 correspond à des eaux usées moins facilement biodégradables.
- Supérieure à 3 correspond à des effluents difficilement biodégradables.

Dans notre cas, le rapport DCO/DBO<sub>5</sub> égale à 1,17. Il est inférieur à 2. Ce qui nous pousse à en conclure que c'est finalement une pollution facilement biodégradable et auxquelles un traitement biologique adapté sera convenable.

### III.6. Estimation de la population pour les différents horizons

Le calcul concerne un collecteur qui drainent tout le périmètre de la zone d'étude ; issus le chef-lieu de la commune de TIZI GHENIFF

Dans notre cas ce sont les rejets de chef-lieu de la commune de TIZI GHENIFF qui vont être acheminés vers la station d'épuration, ce qui nécessite l'évaluation de leurs populations ainsi que leurs diverses consommations en eau.

Pour l'estimation de la population, nous allons nous baser sur les données de l'Office National des Statistiques, et de la précédente étude de réseau d'assainissement de cette région. Nous retiendrons un taux d'accroissement de 2% proche du taux national, on tiendra compte également des zones éparses où se fera l'extension future, nous effectuerons nos prévisions pour l'horizon futur 2055. (30 ans après l'année actuelle)

L'estimation de la population est élaborée par la relation des intérêts composés :

$$P_n = P_o \times (1 + \alpha)^n \quad (III.01)$$

Avec :

- P<sub>n</sub> : population à l'horizon d'étude. (Habitant)
- P<sub>o</sub> : la population à l'année de référence (2008).
- α : Le taux d'accroissement de la population en (%). (Pris à 2% dans notre cas)
- n : le nombre d'années à l'horizon considéré.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-03 : Estimation de la population actuelle et future (2055)

Villages	RGPH 2008	Actuel	Future
		2025	2055
Chef lieu Tizi Gheniff	5331	7465	13521
Cité Marako (50%)	477	668	1210
Tamelaht	795	1113	2016
Badis	625	875	1585
Ait Boulakroun	802	1123	2034
Tagharbit	724	1014	1836
Bendou (50%)	411	575	1042
Ouled Meriem	2329	3261	5907
D'hous Ivarahen	781	1094	1981
Sendia	724	1014	1836
Chabane	1697	2376	4304
Verrar-Ikhelef	566	793	1436
Tala Mokrane	283	396	718
Ighil Oukarouille-Babor	462	647	1172
Lourika-Bousslama	485	679	1230
Sanana	578	809	1466
Tala-N'ali-Mekaoui	298	417	756
<b>Population Totale</b>	<b>17368</b>	<b>24319</b>	<b>44051</b>

### III.7. Estimation des besoins en eau

Les besoins en eau sont évalués sur la base des données du tableau ci-dessous, en tenant compte de l'évolution de la population jusqu'à l'horizon 2055 et de la dotation pour chaque habitant.

Tableau III-04 : Dotation en fonction du nombre d'habitant

Population	Dotation (l/j/hab.)
P < 2000	125
2000 < P < 20.000	150-200
20.000 < P < 50.000	200-300
P > 100.000	300-400

#### III.7.1. Les besoins en eau domestiques

Le calcul des besoins en eau domestiques se fait par la relation suivante :

$$Q_{dom} = (dot \times N)/1000 \quad (III.02)$$

Avec :

- $Q_{dom}$  : Besoins en eau domestique (en m<sup>3</sup>/jour).

- *dot* : Dotation en eau par habitant et par jour. Pour notre cas nous avons adopté une dotation de *200 l/h/j*.
- N : Nombre d'habitants.

Les besoins domestiques actuelles et pour l'horizon 2055 de toutes les parties de la région sont regroupés dans ce tableau :

**Tableau III-05 : Récapitulatif des besoins en eaux domestiques de Tizi Gheniff**

Villages	Population (2025)	Besoins en eau en m <sup>3</sup> /j (2025)	Population (2055)	Besoins en eau en m <sup>3</sup> /j (2055)
Chef lieu Tizi Gheniff	7465	1493	13521	2704,2
Cité Marako (50%)	668	133,6	1210	242
Tamelaht	1113	222,6	2016	403,2
Badis	875	175	1585	317
Ait Boulakroun	1123	224,6	2034	406,8
Tagharbit	1014	202,8	1836	367,2
Bendou (50%)	575	115	1042	208,4
Ouled Meriem	3261	652,2	5907	1181,4
D'hou Ivarahen	1094	218,8	1981	396,2
Sendia	1014	202,8	1836	367,2
Chabane	2376	475,2	4304	860,8
Verrar-Ikhelef	793	158,6	1436	287,2
Tala Mokrane	396	79,2	718	143,6
Ighil Oukarouille-Babor	647	129,4	1172	234,4
Lourika-Bouslama	679	135,8	1230	246
Sanana	809	161,8	1466	293,2
Tala-N'ali-Mekaoui	417	83,4	756	151,2
Total	24319	4863,8	44050	8810

### III.7.2. Besoins en eau des équipements

Faute d'informations détaillées sur les équipements (établissements scolaires, infrastructures administratives...) actuels et projetés, leurs besoins en eau sont estimés à 30% de la consommation moyenne journalière des habitants.

$$Q_{\text{équip}} = Q_{\text{dom}} \times 0.3 \quad (\text{III.03})$$

Avec :

- $Q_{\text{équip}}$  : besoins en eaux des équipements
- $Q_{\text{dom}}$  : besoins en eaux domestiques

Tableau III-06 : Besoins en eaux total de la zone d'étude

	Actuel (2025) en m <sup>3</sup> /j	Future (2055) en m <sup>3</sup> /j
Besoins en eau domestique	4863,8	8810
Besoins en eau des équipements	1459,14	2643
Total	6323	11453

### III.8. Estimation des débits des eaux usées

#### III.8.1 Estimation du débit moyen journalier des eaux usées rejetées

Les eaux usées domestiques et d'équipements publics d'accompagnement sont celles produites par la consommation d'eau et elle est proportionnelle à la densité du tissu urbain. Elle est souvent prise égale à 80% de la consommation moyenne journalière.

$$Q_{moy.j} = Q \times Cr \quad (III.04)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$ : Débit moyen journalier des eaux usées rejetées
- $Q$  : consommation moyenne journalière en eau
- $Cr$  : Coefficient de rejet (80%)

Tableau III-07 : Débit moyen journalier d'eau usée

	Actuel en m <sup>3</sup> /j (2025)	Futur en m <sup>3</sup> /j (2055)
Consommation moyenne journalière	6323	11453
Débit moyen journalier d'eau usée	5058,4	9162,4

#### III.8.2. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire par jour est le débit observé au cours de la journée, mesuré à l'arrivée de la station d'épuration. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{moy.j}}{24} \quad (III.05)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$  : Débit moyen journalier des eaux usées.
- $Q_{moy.h}$  : Débit moyen horaire des eaux usées.

#### III.8.3. Calcul du débit de pointe

Le débit de pointe des eaux usées représente le débit maximal momentané ou sur une courte durée, que peut atteindre un réseau d'assainissement ou une station d'épuration lors des périodes de forte sollicitation, on distingue :

##### a. Débit de pointe par temps sec

Ce débit se calcul par la formule suivante :

$$Q_{pts} = K_p \times Q_{moy.j} \quad (III.06)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$  : Débit moyen journalier des eaux usées. (l/s)
- $K_p$  : Coefficient de pointe.
- $Q_{pts}$  : Débit de pointe par temps sec (l/s)

Le coefficient de pointe  $K_p$  est estimé à partir du débit moyen selon les cas suivants :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} \quad \text{Pour : } Q_{moy.j} > 2.8 \text{ l/s} \quad (III.07)$$

$$K_p = 3 \quad \text{Pour : } Q_{moy.j} < 2.8 \text{ l/s} \quad (III.08)$$

Dans notre cas,  $K_p$  égale à 1.83 pour les rejets actuels et 1.74 pour l'horizon 2055

### b. Débit de pointe par temps de pluie

Essentiellement calculé pour le cas d'une surcharge hydraulique de la STEP lors des précipitations, le dimensionnement donc doit se faire pour un débit maximal correspondant au débit de pointe par temps de pluie. Il est limité par la présence d'un ou plusieurs déversoirs en tête de la station. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{ptp} = (1 + \beta)Q_{pts} \quad (III.09)$$

Avec :

- $\beta$  : Coefficient de dilution qui varie de 1 à 3, dans notre cas on va prendre  $\beta = 2$
- $Q_{pts}$  : Débit de pointe par temps sec (l/s)
- $Q_{ptp}$  : Débit de pointe par temps de pluie (l/s)

### c. Débit diurne

Il correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée. Il est calculé par la relation suivante :

$$Q_d = \frac{Q_{moy.j}}{16} \quad (III.10)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$  : Débit moyen journalier des eaux usées. (m<sup>3</sup>/j)
- $Q_d$  : Débit diurne. (m<sup>3</sup>/h)

Les résultats de calculs de la partie du débit de pointe jusqu'à maintenant, de la période actuelle et l'horizon 2055 sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-08 : récapitulatif des différents débits

Débit	Actuel 2025	Futur 2055
Débit moyen journalier des eaux usées (m <sup>3</sup> /j)	5058,4	9162,4
Débit moyen journalier des eaux usées (l/s)	58,5	106,0
Débit moyen horaire (m <sup>3</sup> /h)	210,8	381,8
Débit de pointe par temps sec (l/s)	107,1	184,5
Débit de pointe par temps de pluie (l/s)	321,4	553,6
Débit diurne Qd (m <sup>3</sup> /h)	316,2	572,7

### III.9. Calcul des charges polluantes

Les charges polluantes principales à calculer sont celles de la DCO, DBO<sub>5</sub> et de MES.

En prenant les données de base des débits moyens des eaux usées et des concentrations des polluants (DCO, DBO<sub>5</sub>, MES) mesurés à Tizi Gheniff, on calcule les charges polluantes par une formule basée sur le principe fondamental de conservation de masse

$$Cp = \frac{Cm \times Q_{moy.j}}{10^3} \quad (III.11)$$

Avec :

- Cp : charge polluante (kg/j)
- Cm : Concentration du polluant (mg/l)
- Q<sub>moy.j</sub> : Débit moyen journalier des eaux usées (m<sup>3</sup>/j)

Après avoir calculé les charges polluantes des eaux usées, les différents résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-09 : Les charges polluantes des eaux usées de Tizi Gheniff

Paramètre	Concentration (mg/L)	Charge 2025 (kg/j)	Charge 2055 (kg/j)
DCO	399	2018,30	3655,80
DBO <sub>5</sub>	340	1719,86	3115,22
MES	486	2458,38	4452,93

### III.10. Choix du processus de l'épuration

Le choix d'un procédé d'épuration dépend de trois critères principaux :

- La charge polluante (DBO<sub>5</sub>, DCO, MES) et son caractère biodégradable (rapport DCO/DBO<sub>5</sub>). Un rapport < 2 (comme dans notre cas) indique une bonne biodégradation, favorable aux traitements biologiques comme les boues activées.
- Le débit et sa variabilité : Les pics horaires influencent le dimensionnement des bassins.

- Les contraintes locales : Espace disponible, coût énergétique, et sensibilité environnementale. [23]

Pour le cas de notre région, l'eau usée de la ville de Tizi Gheniff est à dominante domestique, ainsi que nous renseigne le rapport DCO/DBO, nous concluons que c'est une pollution biodégradable, ce qui nous amène à opter pour les procédés biologiques.

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval. Donc la comparaison qui va suivre ne portera que sur la partie biologique.

Avec une vue sur les procédés biologiques connu, on a effectué une projection qui annule certains et met en œuvre certains d'autres pour accommoder les critères, les calculs et les caractéristiques de notre cas d'étude.

### **III.10.1. Le lagunage**

Afin de concevoir un lagunage efficace, il faudrait une moyenne de 10 m<sup>2</sup> par habitant, ce qui nécessiterait une surface de 50 ha environs, ce qui nous fait rejeter directement ce procédé.

### **III.10.2. Les lits bactériens**

Les installations à lits bactériens dégagent souvent de mauvaises odeurs, et attirent des mouches et insectes en général surtout en changement de saison. Par ailleurs ils présentent une grande sensibilité au colmatage, en outre le prix du matériau est élevé dans le cas de l'utilisation d'un support en plastique.

En raison de l'emplacement de la station d'épuration à proximité du chemin communale et non loin de groupes d'habitations et en plus du fait de l'activité agricole qui se déroule dans les alentours du site de la station nous rejetons le procédé à lits bactériens dont les inconvénients sont multiples.

### **III.10.3. Les boues activées**

Beaucoup de possibilités nous sont offertes en fonction de la charge massique et /ou volumique, nous distinguons les variantes suivantes :

#### **III.10.3.1. Le traitement à moyenne charge**

Ce sont les traitements dont la charge massique est comprise entre 0,2 et 0,5 kg DBO<sub>5</sub>/ kg de boue pour une concentration en boues activées de 2,5 à 3 g/litre, ces traitements dans lesquels les bactéries sont en phase de croissance ralentie, constituent les procédés d'épuration des grandes villes. Ils assurent une très bonne épuration avec un rendement d'élimination de la DBO<sub>5</sub> proche de 90 % et correspondant à des temps de séjour des effluents en aération de 02 à

04 heures, les besoins en oxygène peuvent atteindre 1 kg d'O<sub>2</sub> par kg de DBO<sub>5</sub> éliminée. Mais une décantation primaire est alors impérative.

**III.10.3.2. Le traitement à forte charge :**

Dans ce procédé, la culture bactérienne est maintenue dans sa phase de croissance exponentielle ; la charge massique étant portée à des valeurs de 1,5 à 2 kg DBO<sub>5</sub>/kg de boue par jour.

Les besoins en oxygène sont de moitié par rapport au procédé à moyenne charge, le rendement de l'épuration est plus faible (80 % par rapport à la DBO<sub>5</sub>) et la masse de boues en excès est plus importante.

La concentration des boues en aération est généralement inférieure ou égale à 1g/l et le temps de séjour des effluents est inférieur à une heure.

**III.10.3.3. Le traitement à faible charge**

Il est caractérisé par des charges massiques inférieures ou égales à 0,1 kg DBO<sub>5</sub> / kg de boue par jour, la boue activée est placée dans la phase d'auto- oxydation dite « respiration endogène », dans la mesure où on s'arrange à provoquer une sous- alimentation de la flore bactérienne qui consomme alors ses propres tissus.

Ces techniques nécessitent alors un apport d'oxygène de 1.5 à 2 kg O<sub>2</sub> /Kg DBO<sub>5</sub> détruite, la production de boues est minimale, on peut tabler sur 0,3 à 0,5 kg de boue /kg DBO<sub>5</sub> éliminée.

Si la charge massique est comprise entre 0,02 et 0,1 on parle alors d'aération prolongée. Notons enfin que ce type de procédé permet de réaliser des rendements pouvant dépasser 95% sur la DBO<sub>5</sub>.

Nous reprenons ci-après les charges massiques et volumiques dans le tableau suivant :

**Tableau III-10 : Traitements boues activés à charges massiques variées**

Désignation	Charge massique (Kg DBO <sub>5</sub> /Kg boue jour)	Avantages	Inconvénients
	Charge volumique (Kg DBO <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> jour)		
Forte charge	>0,5 >1,5	- Volume du génie civil réduit	- Production de grandes quantités de boue. - Rendement voisin de 85%. - Sensible aux variations de débits.

Moyenne charge	0,2 – 0,5 0,6 – 1,5	- Rendement voisin de 90% - Volume des ouvrages moyens.	- Boues fermentescibles
Faible charge	0,07-0,2 0,35 – 0,6	- Faibles quantités de boues et non fermentescibles - Un bon rendement (>95 %)	Volume très importants

Finalement, le mode d'épuration répondant à ce souhait est une épuration biologique à moyenne charge qui sera constitué de :

- Dégrillage
- Dessablage et dégraissage
- Bassin d'aération
- Décantation secondaire
- Digestion des boues
- Epaissement et séchage des boues.
- Désinfection par chloration.

### III.11. Conclusion

Rétrospectivement, on a évalué les différentes charges hydrauliques qui ont montré une augmentation significative des débits à l'horizon 2055, avec un débit par temps sec de 184,5 l/s, nécessitant une infrastructure capable de supporter cette variabilité. Les charges polluantes de notre région d'étude dépassent largement les normes admises, avec des concentrations particulièrement élevées en matières organiques et en suspension. Le rapport DCO/DBO<sub>5</sub> de 1.17 confirme la forte biodégradabilité des effluents, ce qui oriente naturellement vers des solutions de traitement biologique. Ces paramètres nous amèneront vers le dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration.

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

### IV.1. Introduction

Durant ce chapitre nous allons mettre en vue les méthodes de calcul, les principes fondamentaux avec lesquels nous pourrions déterminer les dimensions des ouvrages de la STEP de Tizi Gheniff, nous allons donc se focaliser sur l'horizon future à 30 ans après l'année actuelle. Cette étude s'inscrit dans une démarche d'ingénierie sanitaire. Les données hydrauliques et qualitatives recueillies précédemment, notamment un débit de pointe de 184.5 L/s à l'horizon 2055, des charges polluantes importantes en DBO<sub>5</sub> et en MES servent de base à un dimensionnement rigoureux.

### IV.2. Déversoir d'orage

Le déversoir d'orage est un dispositif utilisé dans les réseaux d'assainissement pour gérer les fortes pluies, quand il pleut beaucoup, les canalisations d'eaux usées peuvent être surchargées. Il permet donc de rediriger une partie de cette eau souvent mélangée à des eaux usées vers un cours d'eau ou une rivière afin d'éviter que le système ne déborde dans les rues ou les maisons.

#### IV.2.1. Types de déversoirs d'orage

Il existe plusieurs types de déversoirs qui varient selon plusieurs critères comme la pente, l'écoulement et la position de la station d'épuration on présente ci-dessous les plus répandus dans les ouvrages hydrauliques modernes :

- Déversoirs d'orage à **seuil frontal**.
- Déversoirs d'orage à **seuil latéral**.
- Déversoir d'orage à **double seuil latéral**.
- Déversoir d'orage **avec ouverture du radier**.

Dans notre cas d'étude, notre déversoir d'orage sera de type à seuil frontal.

#### IV.2.2. Calcul du déversoir d'orage

La formule de Henry BAZIN couramment utilisée pour le débit déversé est comme suit :

$$Q_{dev} = \frac{2}{3} \mu \times L \times \sqrt{2g} \times H_{dev}^{\frac{3}{2}} \quad (IV.01)$$

On cherche la longueur utile du seuil du déversoir,

D'où :

$$L = \frac{3Q_{dev}}{2\mu\sqrt{2gH_{dev}^3}} \quad (IV.02)$$

Avec :

- L : longueur utile du seuil du déversoir (en m)
- $Q_{dev}$  : débit à déverser (en  $m^3/s$ )
- $\mu$  : coefficient de débit (souvent entre 0,4 et 0,6), dans notre cas on le prend  $\mu = 0.6$
- g : accélération de la pesanteur ( $9,81 m/s^2$ )
- $H_{dev}$  : hauteur de lame d'eau sur le déversoir (en m), dans notre cas on prend l'hypothèse que  $H_{dev} = 0.20 m$

**Remarque :** Dans les projets d'assainissement et en particulier pour les déversoirs d'orage, on adopte par convention une lame d'eau :

$$H_{dev} = 0.20m(\text{ou } 20 \text{ cm})$$

C'est une valeur classique et sécuritaire, qui :

- Garantit une bonne évacuation du débit excédentaire
- Évite d'avoir une structure trop haute
- Reste compatible avec des vitesses et hauteurs maîtrisées

#### Calcul du débit déversé :

Le débit déversé se calcule comme suit :

$$Q_{dev} = Q_{ptp} - Q_{admis} \quad (IV.03)$$

Donnés :

$$\text{Débit de pointe par temps de pluie } Q_{ptp} = 553.6 \text{ l/s} = 0.5536 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Débit admissible } Q_{admis} = \text{Débit de pointe par temps sec } Q_{pts} = 184.5 \text{ l/s} = 0.1845 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Donc : } Q_{dev} = 369.1 \text{ l/s} = 0.3691 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### Détermination de L :

Application numérique :

$$L = \frac{3 \times 0.3691}{2 \times 0.6 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times (0.20)^3}}$$

D'ou :

$$L \approx 2.329 m \rightarrow L = 2.33 m$$

### IV.3. Le dégrillage

#### IV.3.1. Calcul du dégrilleur

La formule de KIRSCHMER est utilisée pour le dimensionnement des dégrilleurs, notamment pour déterminer la section libre nécessaire afin de garantir un bon écoulement sans engorgement dans les stations d'épuration. La largeur de la grille est donnée par cette formule suivante :

$$L = \frac{S \times \sin \alpha}{V \times h_{max}(1-\beta)\sigma} \quad (IV.04)$$

Avec :

- L : Largeur de la grille (m).
- S : Surface du passage de l'effluent, elle est donnée par cette formule :

$$S = \frac{Q_{pts}}{V \times \beta \times \sigma} \quad (IV.05)$$

- Q<sub>pts</sub> : Débit de pointe par temps sec. **Q<sub>pts</sub> = 184.5 l/s = 0.1845 m<sup>3</sup>/s**
- V : Vitesse de l'écoulement des eaux brutes à l'entrée en m/s.

Pour éviter le colmatage au fond des barreaux on doit avoir cette vitesse entre (0.6-1.4), une valeur inférieure peut aussi provoquer un dépôt de sable au fond du canal. On prend donc **V = 0.6 m/s**

- $\sigma$  : Coefficient de colmatage de la grille, pour les grilles manuelles il est généralement pris = 0.3, tandis que pour les grilles mécaniques il est pris = 0.6. Dans notre cas (grille à nettoyage manuel) On prend  **$\sigma = 0.6$**
- h<sub>max</sub> : Hauteur maximale admissible sur une grille (m),

$$0.15 \leq h_{max} \leq 1.5$$

Dans de nombreux projets d'assainissement, on adopte une hauteur de remplissage entre 0.15 et 1.5 pour les canaux de tête (y compris le canal de dégrillage) car :

- Elle permet une vitesse suffisante sans turbulences excessives
- Elle est compatible avec des canaux en béton préfabriqué ou maçonné standard
- Elle permet de loger facilement les équipements (grilles, râpeaux, etc.)
- Elle limite les hauteurs de chute et les pertes de charge

On prend **h<sub>max</sub> = 1.2**

- $\beta$  : Fraction de surface occupé par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d+e} \quad (IV.05)$$

- $d$  : épaisseur des barreaux pour les grilles grossières (cm). On prend  $d = 2$
- $e$  : espacement des barreaux (cm) pour les grilles grossières. **On prend  $e = 5$**

Donc  $\beta = 0.2857$  on le prend  $\beta = 0.3$  cm

- $\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal  $\alpha = 60^\circ$

Application numérique :

**a. Grille grossière**

✓ **Surface de passage de l'effluent :**

$$S = (0.1845 / (0.6 \times 0.6 \times 0.3)) = 1.708$$

Nous retenons : **S (grille grossière) = 1.7 m<sup>2</sup>**

✓ **Largeur utile de la grille :**

$$L = (1.7 \times \sin 60^\circ) / (0.6 \times 1.2 \times (1 - 0.003) \times 0.6) = 3.418$$

On prend : **L (grille grossière) = 3.4 m**

Donc pour la hauteur mouillée de la grille :  $H = 0.5$  m (section rectangulaire)

✓ **Hauteur totale Ht (grille grossière) :**

On a : Hauteur totale = Hauteur mouillée + 0.5 = 0.5 + 0.5 = 1 m

Donc **Ht (grille grossière) = 1 m**

**IV.3.2. Les pertes de charges à travers la grille :**

La perte de charge ( $\Delta H$ ) à travers un dégrilleur s'estime classiquement par la formule de KIRSCHMER, utilisée dans les projets d'assainissement :

$$\Delta H = \delta \times \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} \times \frac{V^2}{2g} \times \sin \alpha \quad (IV.05)$$

Avec :

- $\Delta H$  : Les pertes de charges (m)
- $\delta$  : Le coefficient de forme des barreaux.  $\delta = 2.42$  (section rectangulaire)
- $g$  : Accélération de la pesanteur (m<sup>2</sup>/s)  $g = 9.81$  m/s
- $d$  : Épaisseur des barreaux (m)  $d = 0.02$
- $e$  : Espacement entre les barreaux (m)  $e = 0.05$
- $V$  : Vitesse d'écoulement dans la grille  $V = 0.6$  m/s
- $\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon  $\alpha = 60^\circ$

La valeur de  $\delta$  varie selon le type des barreaux, le tableau suivant récapitule cette situation :

Tableau IV-01 : Variation de  $\delta$  selon le type des barreaux

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

Appliquons maintenant cette formule sur notre cas d'étude :

$$\Delta H = 2.42 \times (0.02/0.05)^{4/3} \times ((0.6)^2 / (2 \times 9.81)) \times \sin 60 = 0.011 \text{ m}$$

$$\Delta H \text{ (grille grossière)} = \mathbf{0.011 \text{ m}}$$

#### b. Grille fine :

Pour la grille fine, on a :

$$\text{Espacement entre les barreaux (m) } e = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Épaisseur des barreaux (m) } d = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \beta = \mathbf{0.33}$$

$$\text{Donc } S \text{ (grille fine)} = \mathbf{1.55 \text{ m}^2},$$

$$\text{La largeur utile } L \text{ (grille fine)} = \mathbf{3.12 \text{ m}}$$

$$\text{Et la hauteur de la grille fine } \mathbf{H = 0.5 \text{ m}}$$

#### ✓ Hauteur totale Ht (grille fine) :

$$\text{On a : Hauteur totale} = \text{Hauteur mouillée} + 0.5 = 0.5 + 0.5 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \mathbf{Ht \text{ (grille fine)} = 1 \text{ m}}$$

$$\Delta H = 2.42 \times (0.01/0.02)^{4/3} \times ((0.6)^2 / (2 \times 9.81)) \times \sin 60 = 0.015 \text{ m}$$

$$\Delta H \text{ (grille fine)} = \mathbf{0.015 \text{ m}}$$

### IV.3.3. Calcul des refus au niveau des grilles

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

$$\frac{12}{e} \leq V \leq \frac{15}{e} \quad (IV.06)$$

#### Pour grille grossière :

$$V_{\max} = 15/5 = 3 \text{ l/EH/an}$$

$$V_{\min} = 12/5 = 2.4 \text{ l/EH/an}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{V_{\text{moy}} = (3+2.4) / 2 = 2.7 \text{ l/EH/an}}$$

#### Pour grille fine :

$$V_{\max} = 15/2 = 7.5 \text{ l/EH/an}$$

$$V_{\min} = 12/2 = 6 \text{ l/EH/an}$$

$$\text{Donc : } V_{\text{moy}} = (7.5+6) / 2 = 6.75 \text{ l/EH/an}$$

#### IV.4. Dessableur-Déshuileur

##### IV.4.1. Le bassin du dessableur-déshuileur

A la fin de nos calculs, il faut vérifier l'inégalité ci-dessous pour qu'il y ait sédimentation :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \quad (IV.07)$$

Avec :

- L : Sa longueur (m)
- H : Sa profondeur, (entre 1 et 2.5 m)
- $V_e$  : La vitesse horizontale (m/s). Elle est entre 0,2 et 0,5.
- $V_s$  : La vitesse de sédimentation ou bien vitesse de chute en  $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ . Elle est souvent entre 40 et 70. On la prend en m/s.
- L/H : compris entre 10 et 15

On considère un temps de séjour égal à 8 minutes au débit de pointe et on arrondit les résultats à l'unité la plus proche.

##### a. Le volume du dessableur

On prend les données suivantes :

$$Q_{\text{pts}} = 184.5 \text{ l/s} = 0.1845 \text{ m}^3/\text{s}, H = 1.2 \text{ m}, V_e = 0.3 \text{ m/s}, V_s = 50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h} = 0.014 \text{ m/s et}$$

$$T_s = 8 \text{ min}$$

$$\text{Donc le volume sera : } V = Q_{\text{pts}} \times T_s = 0.1845 \times 8 \times 60 = 88.56$$

$$V = 89 \text{ m}^3$$

##### b. La surface horizontale

$$S_h = V/H = 89/1.2 = 74.17$$

$$S_h = 74.17 \text{ m}^2$$

##### c. La longueur

$$\text{On prend } L/H = 10 \text{ donc } L = 10 \times 1.2 = 12$$

$$L = 12 \text{ m}$$

##### d. La largeur

$$\text{Notre bassin sera de forme rectangulaire donc : } S_h = L \times l$$

$$\text{Sur ce : } l = S_h/L = 74.17 / 12 = 6.18$$

$$l = 6.18 \text{ m}$$

#### IV.4.2. Le volume d'air à insuffler dans le dessableur

La quantité d'air varie de 1 à 1.5 m<sup>3</sup> d'air/m<sup>3</sup> d'eau

$$Q_{air} = Q_{pts} \times V \quad (IV.07)$$

Avec :

- V : Volume d'air à injecter (m<sup>3</sup>), dans notre cas V = 1.2 m<sup>3</sup>
- Q<sub>pts</sub> : Débit de pointe par temps sec.

Finalemment :  $Q_{air} = 0.1845 \times 1.2 = 0.2214 \text{ m}^3/\text{s} = 797.04$

**Q<sub>air</sub> = 797 m<sup>3</sup>/h**

#### IV.4.3. Vérification de la condition de sédimentation

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \rightarrow \frac{12}{1.2} \leq \frac{0.3}{0.014} \rightarrow 10 \leq 21.42 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.4.4. Calcul des quantités de matières éliminées par le dessableur

D'après nos données de concentrations et de charges de polluantes calculées dans le chapitre 3 (voir Tableau III-9), on a pu calculer le rapport MES/DBO<sub>5</sub> qui est égal à **1.43**. À l'aide du tableau ci-dessous on peut évaluer le pourcentage des MVS (matières volatiles en suspension).

**Tableau IV-02 : Pourcentage des MVS selon le rapport MES/DBO<sub>5</sub>**

MES/DBO <sub>5</sub>	1.5	1.17	1	0.83	0.67
%MVS	60	65	68	70	75

D'après le tableau :

$$MES = 60\%MVS + 40\%MM$$

La charge en MES à l'entrée de dessableur est : 4452.93 Kg/j

Les MVS :  $MVS = 4452.93 \times 0.6 = 2671.76 \text{ kg/j}$

- Les matières minérales (MMt) :  $MMt = 4452.93 \times 0.4 = 1781.172 \text{ kg/j}$
- Les matières minérales éliminées :

Le dessableur permet d'éliminer 60% des matières minérales totales :

$MMe = 1781.172 \times 0.6 = 1068.70 \text{ kg/j}$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$MMs = MMt - MMe$

$MMs = 1781.172 - 1068.70 = 712.47 \text{ kg/j}$

- Les MES à la sortie de dessableur :

$MESs = MVS + MMs$

$$\text{MES}_s = 2671.76 + 712.47 = 3384.23$$

$$\text{MES}_s = 3384.23 \text{ Kg/j}$$

#### IV.5. Le bassin d'aération

Rappelons que dans le chapitre III, nous avons conclu que le mode d'épuration répondant à nos souhaits est une épuration biologique à moyenne charge. On a donc les données suivantes :

**Charge massique  $C_m$**  : entre 0.2 et 0.5 (Kg DBO<sub>5</sub>/Kg boue jour), On prendra  **$C_m = 0.4 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg boue jour}$**

**Charge volumique  $C_v$**  : entre 0.6 et 1.5 (Kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup> jour), On prendra  **$C_v = 0.8 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3 \text{ jour}$**

Les charges polluantes entrant le bassin d'aération :

$$\text{DBO}_5 : 3115.22 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES} : 3384.23 \text{ Kg/j}$$

##### a. Le volume du bassin :

Le volume se calcul par la formule suivante :

$$V = \frac{L_0}{C_v} \quad (IV.08)$$

Avec

- V : Volume du bassin
- L<sub>0</sub> : Charge polluante en DBO<sub>5</sub> (Kg DBO<sub>5</sub>/j)
- C<sub>v</sub> : charge volumique (Kg DBO<sub>5</sub>/j/m<sup>3</sup>)

$$\text{Donc : } V = 3115.22/0.8 = 3894.025$$

$$\mathbf{V = 3894 \text{ m}^3}$$

##### b. La hauteur du bassin :

En dimensionnement des stations d'épuration en Algérie, la hauteur des bassins est souvent prise entre 3 et 5 mètres, et la hauteur de revanche égale ou inférieure à 80 cm.

Du coup on les prend respectivement **H = 4m** et **h = 0.7 m**

##### c. La surface horizontale du bassin :

$$Sh = \frac{V}{H} \quad (IV.09)$$

$$\text{Donc } Sh = 3894/4 = 973.5$$

$$\mathbf{Sh = 973.5 \text{ m}^2}$$

##### d. Largeur du bassin :

$$L = \sqrt{Sh} \quad (IV.10)$$

$$\text{Donc } L = \sqrt{1077.28} = 31.2$$

$$L = 31.2 \text{ m}$$

**e. Temps de séjour :**

- Pour le débit moyen horaire :  $Ts = \frac{V}{Q_{moy h}} = 10.2 \text{ h}$
- Pour le débit de pointe par temps sec :  $Ts = \frac{V}{Q_{pts}} = 5.9 \text{ h}$

**f. Calcul des différentes charges et concentrations :**

➤ La masse de boues dans le bassin :

$$Xa = \frac{L_0}{Cm} = 3115.22/0.4 = 7788.05 \text{ donc } Xa = 7788.05 \text{ Kg}$$

➤ La concentration des boues dans le bassin :

$$[Xa] = \frac{Xa}{V} = 7788.05/3894 = 2.00 \text{ donc } [Xa] = 2 \text{ Kg/m}^3$$

➤ La concentration de l'affluent en DBO<sub>5</sub> :

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_{moy.j}} = 3115.22 / 9.1624 = 339.99 \text{ donc } S_0 = 340 \text{ mg/l}$$

➤ La charge polluante à la sortie du décanteur secondaire :

La charge polluante exprimée en DBO<sub>5</sub> à la sortie du décanteur secondaire a une concentration **Sf** conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO<sub>5</sub>.

D'où la charge :

$$Lf = Sf \times Q_{moy.j} = 30 \times 9.1624 = 274.872 \text{ donc } Lf = 274.87 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

➤ La charge polluante éliminée (Le) :

$$Le = L_0 - Lf = 3115.22 - 274.87 = 2840.35 \text{ donc } Le = 2840.35 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

➤ Le rendement de l'épuration :

$$\eta_{ep} = \left( \frac{L_0 - Lf}{L_0} \right) \times 100 \text{ Donc } \eta_{ep} = 90 \%$$

**g. Besoins en Oxygène :**

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

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

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

$$Q_{O_2} = a'Le + b'Xa \quad (IV.10)$$

Avec :

- $Q_{O_2}$  = La consommation d'oxygène (Kg/j)

- $L_e$  :  $DBO_5$  éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- $X_a$  : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- $a'$  : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.
- $b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène.

Les valeurs moyenne de  $a'$  et  $b'$  sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-03 : Les valeurs moyennes des paramètres  $a'$  et  $b'$ .

Paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
$a'$ (KgO <sub>2</sub> /KgDBO <sub>5</sub> )	0.52	0.57	0.60	0.64
$b'$ (KgO <sub>2</sub> /KgDBO <sub>5,j</sub> )	0.11	0.08	0.07	0.07

Dans le cas de notre étude, les valeurs des paramètres  $a'$  et  $b'$  sont de valeurs de moyenne charge.

- La quantité d'oxygène journalière :

$$Q_{O_2} = 0.57 \times 2840.35 + 0.08 \times 7788.15 = 2242.05 \text{ donc } Q_{O_2} = 2242.05 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

- La quantité d'oxygène horaire :

$$Q_{O_2}/24 = 2242.05/24 = 93.41875 \text{ donc } Q_{O_2}/24 = 93.42 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

- La quantité d'oxygène nécessaire par m<sup>3</sup> de bassin :

$$Q_{O_2}/m^3 = Q_{O_2}/V = 2242.05 / 3894 = 0.5757 \text{ donc } Q_{O_2}/m^3 = 0.576 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

- La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$Q_{O_2pte} = (a' \times \left(\frac{L_e}{TD}\right)) + (b' \times \left(\frac{X_a}{24}\right)) \tag{IV.11}$$

Avec :

- TD : période diurne des heures TD = 16h

$$Q_{O_2pte} = (0.57 \times (2840.35/16)) + (0.08 \times (7788.15/24)) = 127.147$$

$$Q_{O_2pte} = 127.15 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

- Besoin réel en oxygène :

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

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

$$Q_{O_2 \text{réel}} = \frac{Q_{O_2}}{\alpha \times \beta} \quad (IV.12)$$

Avec :

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

$$\alpha = (C_s \text{ eau usée} / C_s \text{ eau épurée}) = 0.8 \text{ donc } \alpha = 0.8$$

- $0.8 \leq \beta \leq 0.95$  on le prend :  $\beta = 0.9$

$$Q_{O_2 \text{réel.h}} = (93.42 / (0.8 \times 0.9)) = 129.75 \text{ donc : } Q_{O_2 \text{réel.h}} = 129.75 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

En moyenne :

$$Q_{O_2 \text{réel.j}} = (2242.05 / (0.8 \times 0.9)) = 3113.958 \text{ donc : } Q_{O_2 \text{réel.j}} = 3113.96 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

#### h. Calcul des caractéristiques de l'aérateur :

- Calcul de la puissance de l'aérateur :

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

$$En = \frac{Q_{O_2}}{Ea} \quad (IV.13)$$

Avec :

- En : puissance de l'aérateur nécessaire. (kW)
- Q<sub>O<sub>2</sub></sub> : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h).
- Ea : quantité d'O<sub>2</sub> par unité de puissance.

Ea est généralement pris : Ea = 1.5 Kg O<sub>2</sub> /kwh

$$En = 93.42/1.5 = 62.28 \text{ donc } En = 62.28 \text{ kW}$$

- Puissance de brassage :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$Eb = Sh \times Pa \quad (IV.14)$$

Avec

- Pa : Puissance spécifique absorbé

La puissance spécifique absorbé Pa pour les aérateurs de surface est Pa =80 w/m<sup>2</sup>

- Sh : La surface horizontale du bassin

$$Eb = 973.5 \times 80 \times 0.01 = 778.8 \text{ donc } Eb = 778.8 \text{ kW}$$

- Calcul du nombre d'aérateurs dans le bassin :

$$Na = \frac{Eb}{En} \quad (IV.15)$$

$$Na = 778.8/62.28 = 12.5 \text{ donc par prudence on prend } Na = 13$$

#### i. Le bilan des boues :

- Calcul de quantité de boues en excès :

La formule d'*Eckenfelder* est une approche classique pour estimer la production de boues activées en excès dans un système de traitement des eaux usées par boues activées. Elle prend en compte la charge organique et le rendement de conversion de la pollution en biomasse. Elle est présentée comme suit :

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \quad (IV.16)$$

Avec :

- $X_{min}$  : boues minérales (25% MES)
- $X_{dur}$  : boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0.3 à 0.35 des MVS.
- $a_m$  : coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO<sub>5</sub> éliminées).
- $b$  : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

Les valeurs moyennes des paramètres  $a_m$  et  $b$ , généralement retenues pour les boues activées, sont les suivantes :

*Tableau IV-04 : Les valeurs moyenne des paramètres  $a_m$  et  $b$ .*

Paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
$a_m$	0.50	0.53	0.55	0.60
$b$	0.06	0.055	0.05	0.07

Selon notre mode d'épuration :

$$a_m = 0.53 \text{ et } b = 0.055$$

- $L_e$  : quantité de DBO<sub>5</sub> à éliminer (Kg/j)
- $X_a$  : masse totale de MVS dans le bassin (Kg)
- $X_{eff}$  : fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejets, on opte généralement en Algérie pour 30 mg/l)

La charge journalière de MES à la sortie du dessableur-déshuileur est de **3384.23 Kg/j**

$$X_{min} = 0.25 \times 3384.23 = 846.057 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \times MVS = 0.3 \times (0.6 \times 3384.23) = 609.16 \text{ Kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.53 \times 2840.35 = 1505.385 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0.055 \times 7788.15 = 428.35 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0.03 \times Q_{\text{moy.j}} = 0.03 \times 9162.4 = 274.87$$

$$\text{Donc : } \Delta X = 846.057 + 609.16 + 1505.385 - 428.35 - 274.87 = 2257.382$$

$$\Delta X = 2257.382 \text{ Kg/j}$$

➤ Concentration de boues en excès :

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad (IV.17)$$

Avec :

- $X_m$  = Concentration de boues en excès
- $I_m$  = Indice de Molhman.

**$I_m$**  mesure la décantabilité de la boue. C'est le volume occupé par un gramme de boue après décantation d'une demi-heure.

Généralement, les boues sont bien décantable pour  $80 < I_m < 150$

- ✓ Si  $I_m \sim 80$  : la décantation est très bonne mais les boues sont difficilement pompables
- ✓ Si  $I_m \sim 150$  : la décantation est très lente

On va prendre :  **$I_m = 120 \text{ ml/g}$**

D'ou :

$$X_m = 1200/120 = 10 \text{ donc } \mathbf{X_m = 10 \text{ Kg/m}^3}$$

➤ Le débit de boues en excès :

Le débit est calculé comme suit :

$$Q_{b_{\text{ex}}} = \frac{\Delta X}{X_m} \quad (IV.18)$$

$$Q_{b_{\text{ex}}} = (2257.382/10) = 225.7382 \text{ donc } \mathbf{Q_{b_{\text{ex}}} = 225.74 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ Le débit spécifique par  $\text{m}^3$  de bassin :

$$Q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \quad (IV.19)$$

Avec  $V$  : volume du bassin.

$$Q_{sp} = (2257.382/3894) = 0.5797 \text{ donc } \mathbf{Q_{sp} = 0.58 \text{ Kg/m}^3/\text{j}}$$

➤ Les boues recyclées :

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

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

- Le taux de recyclage

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

$$R = \frac{100[Xa]}{\frac{1200}{Im} - [Xa]} \quad (IV.20)$$

Avec :

- R : Taux de recyclage
- [Xa] : Concentration des boues dans le bassin [Xa] = 2 Kg/m<sup>3</sup>
- Im = Indice de Molhman, Im = 120

$$R = (100 \times 2) / (10 - 2) = 25 \text{ donc } \mathbf{R = 25\%}$$

- Le débit des boues recyclées

$$Qr = R \times Q_{moy.j} \quad (IV.21)$$

$$Qr = 0.25 \times 9162.4 = 2290.6 \text{ donc } \mathbf{Qr = 2290.6 m^3/j}$$

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

- Age des boues :

Il s'agit du rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement. Sur ce, sa formule est la suivante :

$$Ab = \frac{Xa}{\Delta X} \quad (IV.22)$$

$$Ab = (7788.15 / 2257.382) = 3.3 \text{ (valeur typique pour les traitements a charge moyenne ou élevé)}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{Ab = 3.45 \text{ jours}}$$

#### IV.6. Calculs du clarificateur (décantation secondaire)

Quelle que soit la méthode de traitement choisie, le traitement de l'eau consiste à séparer les boues de l'eau. En effet, à la sortie des bassins biologiques, l'eau épurée est mélangée à la biomasse formée. La séparation de ces éléments est réalisée dans un clarificateur où la biomasse, de densité plus élevée, va se déposer.

Les boues dans le clarificateur sont recyclées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation). Les eaux épurées sont renvoyées vers le milieu naturel.

**IV.6.1. Dimensionnement du clarificateur**

On a comme données initiales :

- Le temps de séjour est considéré :  $T_s = 2h$
- Le débit de pointe en temps sec de la STEP :  $Q_{pts} = 664.2 \text{ m}^3/h$

➤ Le volume du clarificateur :

$$V = Q_{pts} \times T_s = 664.2 \times 2 = 1328.4 \text{ on prend } V = \mathbf{1328.5 \text{ m}^3}$$

➤ La hauteur du clarificateur :

La hauteur est généralement comprise entre 3 m et 5 m on va prendre la valeur médiane  $H = 4 \text{ m}$ , sans oublier la hauteur de revanche (prise à 0.75 m) donc finalement **Ht = 4.75 m**

➤ La surface horizontale :

$$Sh = V/H = 1328.5/4 = 332.125 \text{ on prend } Sh = \mathbf{332.13 \text{ m}^2}$$

➤ Le diamètre du clarificateur :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \tag{IV.23}$$

$$D = 20.563 \text{ donc on prend } D = \mathbf{20.6 \text{ m}}$$

➤ Le temps de séjour :

Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{moy,h} = 1328.5 / 381.8 = 3.5 \text{ h}$$

Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_{pts} = 1328.5 / 664.2 = 2h$$

Le tableau suivant va récapituler tous les paramètres calculés depuis le bassin d'aération jusqu'au clarificateur.

**Tableau IV-05 : Résultats de calcul d'aérateur et de clarificateur pour l'horizon 2055**

Désignation	Unité	Horizon 2055
<b>Dimensionnement du bassin d'aération</b>		
- Le volume du bassin (V).	m <sup>3</sup>	<b>3894</b>
- La hauteur du bassin (H)	m	<b>4</b>
- La surface horizontale (Sh)	m <sup>2</sup>	<b>973.5</b>
- La largeur (L)	m	<b>31.2</b>
- Le temps de séjours (Ts)	/	<b>/</b>
* Débit moyen horaire	h	<b>10.2</b>
* Débit en temps sec	h	<b>5.9</b>

<b>Calcul des différentes charges et concentrations</b>		
- La masse des boues dans le bassin ( $X_a$ )	Kg	<b>7788.15</b>
- La concentration des boues dans le bassin ( $[X_a]$ )	Kg/m <sup>3</sup>	<b>2</b>
- La concentration de l'effluent en DBO <sub>5</sub> ( $S_o$ )	Kg/m <sup>3</sup>	<b>340</b>
- La charge polluante à la sortie du décanteur secondaire ( $L_f$ )	Kg DBO <sub>5</sub> /j	<b>274.87</b>
- La charge polluante en DBO <sub>5</sub> éliminée ( $L_e$ )	Kg DBO <sub>5</sub> /j	<b>2840.35</b>
- Le rendement de l'épuration ( $\eta_{ep}$ )		<b>90 %</b>
<b>Besoins en oxygène</b>		
- La quantité d'oxygène journalière ( $Q_{O_2}$ )	Kg O <sub>2</sub> /j	<b>2242.05</b>
- La quantité d'oxygène horaire ( $Q_{O_2}/24$ )	Kg O <sub>2</sub> /h	<b>93.42</b>
- La quantité d'oxygène nécessaire par m <sup>3</sup> du bassin	Kg O <sub>2</sub> /h	<b>0.576</b>
- La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe ( $Q_{O_2pte}$ )	Kg O <sub>2</sub> /h	<b>127.4</b>
- Besoin réel en pointe en oxygène ( $Q_{O_2réel}$ )	Kg O <sub>2</sub> /h	<b>129.75</b>
- Besoin réel en moyenne en oxygène ( $Q_{O_2réel}$ )	Kg O <sub>2</sub> /j	<b>3113.06</b>
<b>Calcul des caractéristiques de l'aérateur</b>		
- La puissance de l'aérateur ( $E_n$ )	kW	<b>62.28</b>
- La puissance de brassage ( $E_b$ )	kW	<b>778.8</b>
- Le nombre d'aérateur dans le bassin ( $N_a$ )	/	<b>13</b>
<b>Bilan des boues</b>		
- La quantité des boues en excès ( $\Delta X$ )	Kg/j	<b>2257.382</b>
- La concentration des boues en excès ( $X_m$ )	Kg/m <sup>3</sup>	<b>10</b>
- Le débit de boues en excès ( $Q_{bex}$ )	m <sup>3</sup> /j	<b>225.74</b>
- Le débit spécifique par m <sup>3</sup> de bassin ( $Q_{sp}$ )	kg/m <sup>3</sup> /j	<b>0.58</b>
- Le taux de recyclage ( $R$ )	%	<b>25</b>
- Le débit des boues recyclées ( $Q_r$ )	m <sup>3</sup> /j	<b>2290.6</b>
- L'âge des boues ( $A_b$ )	Jours	<b>3.45</b>
<b>Dimensionnement de clarificateur</b>		
- Le volume ( $V$ )	m <sup>3</sup>	<b>1328.5</b>
- La hauteur ( $H$ )	m	<b>4</b>
- La surface horizontale ( $S_h$ )	m <sup>2</sup>	<b>332.13</b>
- Le diamètre ( $D$ )	m	<b>20.6</b>
- Le temps de séjour ( $T_s$ )	/	<b>/</b>
*Débit moyen horaire	h	<b>3.5</b>
*Débit en temps sec	h	<b>2</b>

#### IV.7. Traitement tertiaire (désinfection)

Le traitement biologique seul ne parvient pas à éliminer de manière satisfaisante les germes pathogènes. Par conséquent, une désinfection est nécessaire si l'eau épurée doit être réutilisée. La chloration, employée depuis longtemps pour son efficacité bactéricide, constitue un complément de traitement essentiel lorsque les eaux sont destinées à un usage agricole.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau de Javel) reste le désinfectant le plus répandu dans les stations d'épuration, en raison de sa disponibilité sur le marché et de son coût abordable.

#### IV.7.1. Évaluation de la quantité de l'hypochlorite de sodium nécessaire

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

Ce qui fait la dose journalière se calcule comme suit :

$$D_j = Q_{moy.j} \times [Cl_2] \quad (IV.24)$$

$$D_j = 9162.4 \times 0.01 = 91.624 \text{ donc } \mathbf{D_j = 91.6 \text{ Kg/j}}$$

#### IV.7.2. Dimensionnement du bassin de désinfection

Données ultérieures :

$$Q_{pts} = 664.2 \text{ m}^3/\text{h} ; T_s = 30 \text{ mn}$$

- Le volume du bassin :

$$V = Q_{pts} \times T_s = 664.2 \times (30/60) = 332.1 \text{ Donc } \mathbf{V = 332 \text{ m}^3}$$

- La hauteur du bassin :

On va fixer une hauteur standard du bassin à 3 m donc  $\mathbf{H = 3 \text{ m}}$

- La surface horizontale :

$$S_h = V/H = 332/3 = 110.66 \text{ donc } \mathbf{S_h = 110.7 \text{ m}^2}$$

- La largeur et la longueur :

$$\text{On prend : } L = 2b \text{ donc } L = \sqrt{2 \times S_h} = \sqrt{2 \times 110.7} = 14.87 \text{ donc } \mathbf{L = 14.9 \text{ m}} \text{ et } \mathbf{b = 7.45 \text{ m}}$$

La récapitulation de ses calculs est présentée dans ce tableau suivant :

**Tableau IV-06 : Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2055**

Désignation	Unité	Horizon 2055
<b>Caractéristiques du bassin de désinfection</b>		
Dose journalière du chlore $D_j$	Kg/j	<b>91.6</b>
Le volume	$\text{m}^3$	<b>332</b>
La hauteur	m	<b>3</b>
La surface horizontale	$\text{m}^2$	<b>110.7</b>
La longueur	m	<b>14.9</b>
La largeur	m	<b>7.45</b>

## IV.8. Traitement des boues

### IV.8.1. L'épaississeur

L'épaississement consiste à séparer par gravité (décantation ou flottation), l'eau interstitielle des particules de boues.

Le but de l'épaississeur est de rendre les boues plus concentrées tout en réduisant leur volume. Nous adopterons comme ouvrage d'épaississement par décantation naturelle.

#### a- La quantité totale des boues

Dans le cas de notre une station d'épuration qui est dépourvue de décanteur primaire, les boues à traiter proviennent exclusivement du traitement biologique. Les matières en suspension (MES) et la pollution organique, non éliminées par décantation physique, sont intégralement dirigées vers le bassin d'aération, où elles sont assimilées par la biomasse. Les boues en excès, extraites du décanteur secondaire, constituent ainsi la totalité des boues à gérer en fin de procédé.

Donc :  $DXt$  (quantité totale des boues) = 2257.382

$$DXt = 2257.382 \text{ Kg/j}$$

#### b- La concentration des boues

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

Boues secondaires : (10-30) g/l

#### c- Le débit journalier reçu par l'épaississeur

$$Q = DXt/Sb \quad (IV.25)$$

Avec :

- Q : le débit journalier
- $DXt$  : quantité totale des boues
- $Sb$  : concentration des boues secondaire (g/l). On prend  $S = 20 \text{ g/l}$

$$Q = 2257.382/20 = 112.869 \text{ donc } Q = 112.9 \text{ m}^3/\text{j}$$

#### d- La concentration totale

$$St = DXt/Q = 2257.382/112.9 = 20.002. \text{ Donc on prend } St = 20 \text{ Kg/m}^3$$

#### e- Dimensionnement de l'épaississeur :

✓ Le volume :

$$V = Q \times Ts = 112.9 \times 2 = 225.8 \text{ donc } V = 225.8 \text{ m}^3$$

✓ La surface horizontale :

Pour une profondeur  $H = 3 \text{ m}$  :

$$Sh = V/H = 225.8/3 = 75.266 \text{ donc } Sh = 75.3 \text{ m}^2$$

✓ Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Sh}{\pi}} = 9.79 \text{ donc } \mathbf{D = 9.8 m}$$

✓ La hauteur du cône de l'épaississeur :

Elle est caractérisée par : *Hauteur du cône* =  $D \times 0.15$

D'où  $H_c = 9.8 \times 0.15 = 1.47$  donc on prend  $\mathbf{H_c = 1.5 m}$

✓ Volume du cône :

$$V_c = (Sh \times H_c) / 3 = (75.3 \times 1.5) / 3 = 37.65, \text{ donc } \mathbf{V_c = 37.7 m^3}$$

✓ Le débit des boues épaissies :

La concentration des boues à l'extraction varie entre 25 à 30 kg/m<sup>3</sup>.

On prendra la valeur 28 kg/m<sup>3</sup>.

Donc  $Q_b = 2257.382/28 = 80.62$  donc  $\mathbf{Q_b = 80.62 m^3/j}$

#### IV.8.2. Stabilisateur aérobie

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues. L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2mg / l.

##### a- La quantité des MVS contenue dans les bous

$$MES = 3384.23 \text{ Kg/j}$$

$$MM = 712.47 \text{ Kg/j}$$

$$MVS = 2671.76 \text{ Kg/j}$$

##### b- La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation

$$MVS_{\text{sortie}} = MVS - 0.45 \times MVS \quad (IV.26)$$

$$MVS_{\text{sortie}} = 2671.76 - (0.45 \times 2671.76) = 1469.468 \text{ donc } \mathbf{MVS_{\text{sortie}} = 1469.5 Kg/j}$$

##### c- Temps de séjour

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

$$Ba = Ba_0 \times e^{-KsT} \quad (IV.27)$$

Avec :

- $Ba_0$  : représente la quantité de MVS au temps initial
- $Ba$  : représente la quantité de MVS au temps T
- $Ks$  : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de  $K_s$  s'échelonnent entre 0.5 et 0.05, nous prenons  $K_s=0.05$ . L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :  $Ba = 0.95 \times Ba_0$

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$$(1 - 0.95) \times Ba_0 = 45 \% \text{ de MVS stabilisé}$$

$$0,05Ba = 0.45 \times 1469.5 = 661.275 \text{ kg donc } \mathbf{Ba = 13225.5 Kg}$$

L'extraction journalière est de 1469.5 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = 13225.5/1469.5 = 9 \text{ donc } \mathbf{T = 9 \text{ jours}}$$

#### d- Boues en excès dans le stabilisateur

$$Q_{exces} = MM + MVS \text{ sortie} \quad (IV.28)$$

$$Q_{exces} = 712.47 + 1469.5 = 2181.97 \text{ donc } \mathbf{Q_{exces} = 2182 Kg/j}$$

#### e- Dimensionnement du bassin de stabilisation

La masse de boues à maintenir dans le stabilisateur :

$$Mb = Q_{exces} \times T \quad (IV.29)$$

$$Mb = 2182 \times 9 = 19638 \text{ donc } \mathbf{Mb = 19638 Kg}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration  $C_{be}$  de 80 à 100 g/l, on va prendre  $\mathbf{C_{be} = 80 g/l}$

-Volume du bassin de stabilisation :

$$V = \frac{MB}{C_{be}} \quad (IV.30)$$

$$V = 19638 / 80 = 245.475 \text{ On prend } \mathbf{V = 245.5 m^3}$$

-La surface horizontale :

$$\text{Pour une hauteur de } H=4 \text{ m, } Sh = V/H = 245.5/4 = 61.375 \text{ donc } \mathbf{Sh = 61.38 m^2}$$

-La largeur et la longueur du bassin :

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par :  $Sh = L \times l$

$$\text{On a } L = 2 \times l ; l^2 = Sh/2 \text{ donc } l = \sqrt{\frac{Sh}{2}} \text{ donc } \mathbf{l = 5.5 m} \text{ et } L = 2 \times 5.5 = 11 \text{ donc } \mathbf{L = 11 m}$$

-Aération du bassin :

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

2 kg  $O_2$  /kg MVS détruit

La masse des boues détruites par jour est de 2257.382 kg/j

$$\text{Donc } DO_2 = 2 \times 2257.382 = 4514.764 \text{ donc } \mathbf{DO_2 = 4514.8 KgO_2/j}$$

### IV.8.3. Les lits de séchage

Les boues épaissies sont étalées sur des lits de séchage afin d'être déshydratées de manière naturelle. Ces massifs sont aménagés en zones délimitées par des petits murs. Ils se composent d'une couche de sable reposant sur un lit de gravier servant de support. Des drains, installés sous cette couche de gravier, recueillent les eaux d'égouttage et les acheminent vers le haut de la station. L'épaisseur maximale autorisée pour les boues déposées dans la zone de séchage est de 40 cm. Les remplissages successifs d'un lit doivent être réalisés à des intervalles courts, c'est-à-dire tous les 2 à 3 jours. La durée de séchage varie entre 4 et 6 jours en fonction des conditions climatiques et de la saison. Pour une alimentation en un seul point, il est recommandé d'adopter une largeur optimale de 8 m et une longueur comprise entre 20 et 30 m.

#### IV.8.3.1. Calcul des lits de séchage

Pour le dimensionnement des lits de séchage, on prend les valeurs suivantes :

- La hauteur des boues : 40 cm **H = 0.4 m**
- Longueur du lit varie entre 20 et 30 m : **L = 20 m**
- Largeur du lit varie entre 1 et 8 m **b = 8 m**
- La pente de drain varie entre 3 à 4 %

a. Le volume de boues épandues sur chaque lit :

Le temps de séchage varie entre trois semaine (21 jours) à un mois et demi (45 jours), pour sécher 30 à 40 cm de boue liquide.

Dans notre cas d'étude on va prendre une valeur de **30 jours**.

b. Le volume des boues épandues sur chaque lit :

$$V = b \times L \times H \quad (IV.31)$$

$$V = 0.4 \times 20 \times 8 = 64 \text{ donc } \mathbf{V = 64 m^3}$$

Le séchage des boues sera effectué quotidiennement avec un délai correspondant au temps d'évacuation des boues et de nettoyage des lits.

La quantité de boue à extraire quotidiennement est : **Qf = MVS sortie = 1469.5 Kg/j**

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 20 à 80 g/l. On la prend = 30 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire :  $V_{b,j} = 1469.5/30 = 48.983$  donc **V<sub>b,j</sub> = 49 m<sup>3</sup>/j**

c. Nombre de lits nécessaires à chaque épandage :

Pour un temps de séchage de 30 jours :

$$n = \frac{V_{b,j}}{V} \quad (IV.32)$$

$$n = 49 / 64 = 0.76 \text{ on prend } \mathbf{n = 1}$$

**d.** Volume des boues épandues par lit par an :

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

$$V_2 = 12 \times V = 12 \times 64 = 768 \text{ donc } V_2 = 768 \text{ m}^3/\text{an}$$

**e.** Le volume de boues à sécher par an :

$$V_{ba} = V_{b,j} \times 365 = 49 \times 365 = 17885 \text{ donc } V_{ba} = 17885 \text{ m}^3$$

**f.** Nombre de lits nécessaires :

$$N = \frac{v_{ba}}{V_2} \tag{IV.32}$$

$$N = 17885 / 768 = 23.28 \text{ donc } N = 23 \text{ lits}$$

**g.** Surface nécessaire :

$$S = S_0 \times N ; S_0 \text{ est la surface du lit de séchage } S_0 = 20 \times 8 = 160 \text{ m}^2$$

$$S = 160 \times 23 = 3680 \text{ donc } S = 3680 \text{ m}^2$$

Le tableau suivant récapitulera les calculs faits depuis l'épaississeur aux lits de séchage :

**Tableau IV-07 : Récapitulatif des résultats depuis l'épaississeur jusqu'aux lits de séchage**

Désignation	Unité	Horizon 2055
<b>Dimensionnement l'épaississeur</b>		
- La quantité totale journalière des boues (DXt)	Kg/j	2257.382
- La concentration des boues secondaires (S)	g/l	20
- la concentration totale (St)	g/l	20
- Le débit journalier total (Q)	m <sup>3</sup> /j	112.9
- Le volume (V)	m <sup>3</sup>	225.8
- La surface horizontale (Sh)	m <sup>2</sup>	75.3
- Le diamètre (D)	m	9.8
- La hauteur du cône (H)	m	1.5
- Le volume du cône (V)	m <sup>3</sup>	37.7
- La quantité des boues à extraire (Qb)	m <sup>3</sup> /j	80.62
<b>Stabilisateur aérobie</b>		
- La quantité de MVS contenue dans les boues		
- MES	Kg/j	3384.23
- MM	Kg/j	712.47
- MVS	Kg/j	2671.76
- La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation	Kg/j	1469.5
- Temps de séjour	Jour	9
- Boues en excès dans le stabilisateur (Qexces)	Kg/j	2182
- La masse de boues à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	Kg	19638
- Le volume (V)	m <sup>3</sup>	245.5
- La surface horizontale (Sh)	m <sup>2</sup>	61.38
- La largeur (l)	m	5.5
- La longueur (L)	m	11
- Aération du bassin (DO <sub>2</sub> )	KgO <sub>2</sub> /j	4514.8

<b>Lits de séchage</b>		
- Longueur (L)	m	<b>20</b>
- Largeur (b)	m	<b>8</b>
- Temps de séchage	j	<b>30</b>
- Le volume de boues épandues sur chaque lit (V <sub>bj</sub> )	m <sup>3</sup>	<b>49</b>
- Volume des boues épandues par lit et par an (V <sub>2</sub> )	m <sup>3</sup>	<b>768</b>
- La quantité des boues à extraire (Q <sub>f</sub> )	Kg/j	<b>1469.5</b>
- Volume des boues à sécher par an (V <sub>ba</sub> )	m <sup>3</sup>	<b>17885</b>
- Nombre le lit (N)	-	<b>23</b>
- Surface nécessaire (S)	m <sup>2</sup>	<b>3680</b>

## IV.9. Relevage

### IV.9.1. Dimensionnement du puisard

Notre puisard sera de forme rectangulaire donc :

$$\checkmark \text{ Le volume : } V = Q_{pts} \times \frac{ts}{4}$$

Avec :

- Q<sub>pts</sub> : débit totale pompé (m<sup>3</sup>/h) Q<sub>pts</sub> = 664.2 m<sup>3</sup>/h
- ts : temps de séjour (ts = 10 min)

$$V = 664.2 \times (10 / (60 \times 4)) = 27.675 \text{ donc } \mathbf{V = 27.7 m^3}$$

✓ La surface :

La hauteur du puisard varie entre 2m et 5m On prend **H = 3 m**

$$D'où, S = 27.7/3 = 9.233. \text{ Donc } \mathbf{S = 9.2 m^2}$$

✓ La largeur :

On fixe la longueur L = 4 m et on trouve la largeur l :

$$S = L \times l \text{ donc } l = S/L = 9.2/4 = 2.3 \text{ donc } \mathbf{l = 2.3 m}$$

### IV.9.2. La conduite de refoulement

$$\text{On a : } Q_{pts} = 0,1845 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Donc } D = \sqrt{Q_{pts}} = 0.4295 \text{ m donc le diamètre normalisé est } \mathbf{D = 450 mm}$$

$$\text{La vitesse d'écoulement est : } V = 4 \cdot Q / \pi \cdot D^2 \text{ donc } \mathbf{V = 1.16 m/s}$$

### IV.9.3. La hauteur manométrique de la pompe

La HMT (en mètres de colonne d'eau) représente l'énergie totale que la pompe doit fournir pour surcharger les pertes de charge, vaincre la différence de hauteur comme la dénivelée entre l'aspiration et le refoulement et aussi maintenir une pression suffisante en sortie.

$$HMT = H_g + \Delta H + P_{exh} \quad (IV.33)$$

Avec :

- HMT : La hauteur manométrique totale de la pompe
- Hg : La hauteur géométrique

$$H_g = h_2 - h_1 \quad (IV.34)$$

$h_1$  : Côte au niveau de la bache de réception

$h_2$  : Côte au niveau de l'ouvrage d'entrée (dégrilleur)

$$H_g = 362.80 - 354.56 = 8.24 \text{ m}$$

- $\Delta H$  : Les pertes de charges dans le réseau (pertes de charges linéaires  $\Delta H_{lin}$ ) + pertes de charges singulières  $\Delta H_s$ ). On prend  $\Delta H_s = 0.15 \Delta H_{lin}$  donc  $\Delta H_t = 1.15 \Delta H_{lin}$ .
- $P_{exh}$  : pression à l'exhaure. Elle varie entre 1 et 1.5m.

Pour le calcul des pertes de charge linéaires nous avons utilisé la formule de *Hazen-Williams*.

Elle s'exprime comme suit :

$$\Delta H_{lin} = 10.675 \left( \frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \frac{L}{D^{4.87}} \quad (IV.35)$$

- Débit pompé,  $Q = 0,1845 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite,  $L = 20\text{m}$
- Diamètre de la conduite,  $D = 450 \text{ mm}$
- $C_{HW}$  : Coefficient de *Hazen-Williams*. Il est de 150 pour le PEHD.
- $\Delta H_{lin} = 10.675 \left( \frac{0.1845}{150} \right)^{1.852} \frac{20}{0.45^{4.87}} = 0.043$ . Donc  $\Delta H_t = 0.05 \text{ m}$
- $P_{exh}$  : Pression à l'exhaure.  **$P_{exh} = 1.05 \text{ m}$**

Finalement  $HMT = 8.24 + 0.05 + 1.05 = 9.294$  donc  **$HMT = 9.34 \text{ m}$**

#### IV.9.4. Choix de la pompe

Avec les données initiales ( $Q$ , HMT, hg, type de fluide...), nous avons utilisé le catalogue **CAPRARI** pour choisir une pompe ou un système de pompe permettant d'assurer le refoulement d'eau usées depuis le puisard vers l'ouvrage d'entrée de la station avec un rendement acceptable.

Les caractéristiques de la pompe sélectionnée ainsi que celle du moteur d'entraînement sont présentées en annexe.

#### IV.10. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages de la STEP

Nous avons opté pour le PEHD comme matériau, car il offre également d'excellentes propriétés en termes de dureté, d'étanchéité, de résistance à la corrosion et de faible rugosité.

Le diamètre est déterminé d'une manière à permettre à la conduite de véhiculer le débit de pointe en temps sec avec des vitesses acceptables. La vitesse admissible recommandée dans ces

conditions est, généralement, comprise entre 0.5 et 1.5 m/s, car les grandes vitesses provoquent l'érosion des parois par contre les faibles vitesses favorisent les dépôts des MES.

La perte de charge est calculée à l'aide de la formule de *Hazen-Williams* citée précédemment (IV.35), et elle doit être inférieure à la différence d'altitude entre les deux extrémités de la conduite en question.

Pour prendre en compte les pertes charges singulières, estimées à 15% des pertes charge linières, on calcule tout d'abord la longueur équivalente de chaque conduite en multipliant sa longueur réelle par 1,15.

**Tableau IV-08 : caractéristiques des conduites**

Conduite (PEHD)	Longueur éq. (m)	Côte départ	Côte d'arrivée	Hg (m)	Débit (M <sup>3</sup> /s)	Φ (mm) intérieur	Vitesse (m/s)	P. de c. (m)	Φ (mm) nominale
Dégrilleur-dessableur	41,4	364,8	363,5	1,3	0,1845	399,8	1,470	0,157	500
Dessableur-bassin d'aération	32,2	361,5	360,6	0,9	0,1845	399,8	1,470	0,122	500
Bassin d'aération-décanteur s.	28,3	358,6	357,3	1,3	0,1845	399,8	1,470	0,107	500
Décanteur s-bassin de désinfection	21,2	355,3	354,6	0,7	0,1845	399,8	1,470	0,080	500

#### IV.11. Profil hydraulique

Le profil hydraulique détaille le parcours des eaux usées entre les différents ouvrages, en déterminant les différents niveaux d'eaux tout au long de la chaîne de traitement, et en calculant les pertes de charge sur chaque tronçon, ce qui permettra de déterminer la position de la ligne de charge.

On calcule les côtes piézométriques. D'après l'équation de BERNOULLI, nous avons l'égalité suivante :

$$Z_1 + \frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + H_{1-2} \quad (IV.36)$$

- $(P_1)/W, (P_2)/W$  : la pression dans les sections (1) et (2).
- $(V_1^2)/2g, (V_2^2)/2g$  : énergies cinétiques en (1) et (2).
- $Z_1, Z_2$  : côtes des points (1) et (2).
- $H_{1-2}$  : pertes de charges entre les sections 1 et 2.

On élimine les énergies cinétiques car la variation de vitesse est très faible, donc :

$$\frac{P_1}{W} + Z_1 = \frac{P_2}{W} + Z_2 + H_{1-2} \quad (IV.37)$$

On pose

$$Cp1 = \frac{P_1}{W} + Z_1 : \text{côte piézométrique au point (1).}$$

$$Cp2 = \frac{P_2}{W} + Z_2 : \text{côte piézométrique au point (2). Ce qui fait :}$$

$$Cp2 = Cp1 - H_{1-2} \tag{IV.38}$$

A titre d'exemple, la côte piézométrique à l'extrémité aval ( $Cp2$ ) de la conduite reliant le dégrilleur au dessableur égale à celle de l'extrémité amont ( $Cp1$ ), qui est égale à la côte du plan d'eau dans le dégrilleur, diminuée des pertes de charges générées le long de cette conduite.

$$Cp2 = 366 - 0.157 = 365.84m.$$

Tableau IV-09 : les différentes côtes des ouvrages.

Désignations	Côtes du terrain	Côte du radier	Charge d'eau	Côte du plan d'eau	Côte piézométrique Cp
Dégrilleur (A)	366,2	364,8	1,2	366	366,00
Dessableur-déshuileur (B)	363,8	361	2	363	365,84
Bassin d'aération (C)	357,5	356,6	4	360,6	362,88
Décanteur secondaire (D)	355,4	354,3	4	358,3	360,49
Bassin de désinfection (E)	352,3	351,6	3	354,6	358,22

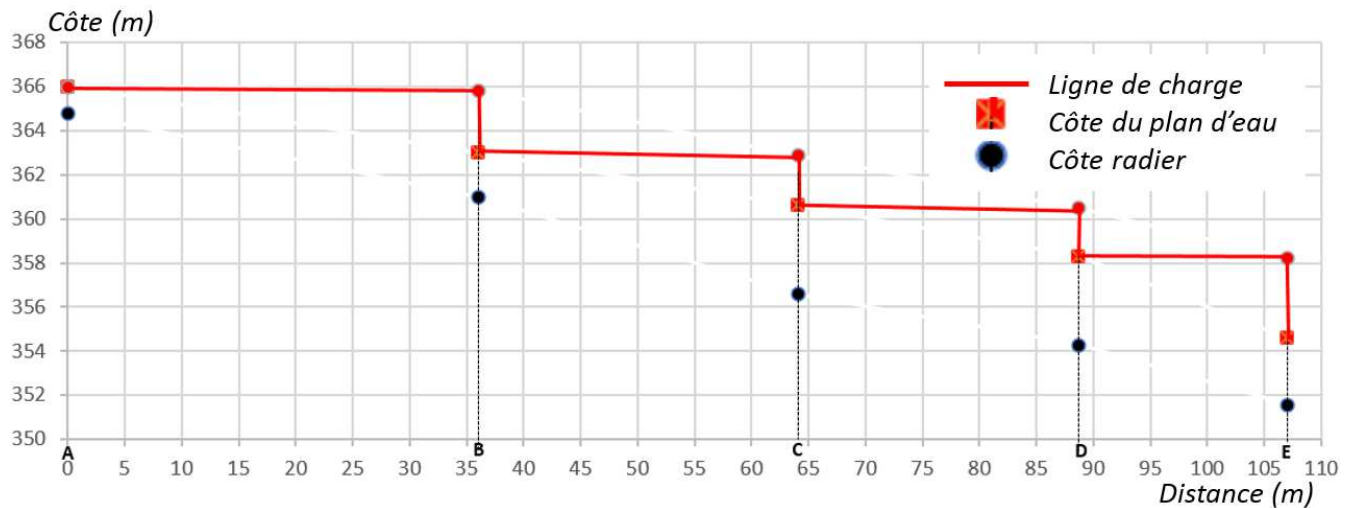


Figure IV-01 : profil hydraulique

**IV.12. Conclusion**

A travers les calculs effectués dans ce chapitre, nous pouvons juger que la superficie du terrain réservé pour la station d'épuration (3 ha), est suffisante pour l'implantation des différents ouvrages qui la composent y compris leurs accessoires pour l'horizon futur 205.

## **Conclusion Générale**

Ce travail de mémoire vise à démontrer l'impérieuse nécessité d'une approche méthodique et contextualisée pour la conception d'infrastructures d'assainissement, en répondant à un besoin concret et urgent de la commune de Tizi Gheniff.

Notre étude a d'abord permis d'établir un diagnostic précis de la situation : une expansion démographique dynamique générant des effluents aux charges polluantes (DBO<sub>5</sub>, DCO, MES) largement supérieures aux normes nationales, menaçant tant l'environnement que la santé publique. L'analyse fine de la biodégradabilité des eaux usées, attestée par un rapport DCO/DBO<sub>5</sub> de 1,17, a été une étape déterminante. Elle a orienté notre réflexion vers les procédés de traitement biologique et nous a conduit, après une comparaison rigoureuse des technologies disponibles, à préconiser le procédé à boues activées à moyenne charge. Ce choix s'est imposé par son rendement épuratoire élevé (excédant 90% sur la DBO<sub>5</sub>), sa robustesse et son adéquation aux contraintes spatiales et aux projections démographiques à long terme.

Les calculs prospectifs que nous avons menés ont mis en lumière l'importance d'anticiper l'évolution des flux à l'horizon 2055. La station devra non seulement traiter des charges polluantes croissantes, mais aussi absorber les variations saisonnières et les pics hydrauliques. La conception que nous proposons intègre ainsi des dispositifs complémentaires essentiels – prétraitement, désinfection et gestion des boues – pour garantir la pérennité, la sécurité et la fiabilité de l'ouvrage.

Au-delà de sa dimension technique, ce projet de station d'épuration possède une forte portée socio-économique et environnementale. En assurant une dépollution efficace, il contribuera directement à la préservation des ressources en eau, à la protection de la biodiversité locale et à l'amélioration des conditions de vie des habitants. Plus largement, il répond aux objectifs stratégiques de l'Algérie en matière de protection du milieu naturel et de gestion rationnelle de l'eau.

Pour conclure, la mise en œuvre des préconisations de cette étude constituerait une avancée significative pour Tizi Gheniff. Elle représenterait la concrétisation d'une vision qui harmonise les impératifs écologiques, les exigences sanitaires et la rationalité économique, posant les bases d'une gestion durable et résiliente de l'eau pour les générations futures. Ce projet est bien plus qu'une infrastructure technique ; il est un investissement essentiel pour l'avenir de la commune.

## Références Bibliographiques

- [1] Métayer, B. (2010). Les stations d'épuration des petites collectivités – Conception, exploitation et optimisation. Éditions Tec & Doc.
- [2] Degrémont (2014). Mémento technique de l'eau – Tome 2 : Traitement des eaux résiduaires. Éditions Lavoisier
- [3] LARBI, Kamel, OMEILA, Lounes, Etude de Réseau d'assainissement de la ville de Tizi Gheniff/dspace.ummo.dz
- [4] AREZKI, Katia, LAZOUZI, Nabila, Dimensionnement de la station d'épuration des eaux usées urbaines de la ville d'Azazga/dspace.ummo.dz
- [5] weatherspark.com
- [6] Mémento technique de l'eau (10<sup>e</sup> édition), Degrémont, 2020. (Ouvrage de référence en assainissement et traitement des eaux.
- [7] Le traitement des eaux usées urbaines (3<sup>e</sup> édition), Claude Cardot, Dunod, 2019. (Ouvrage spécialisé sur les procédés d'assainissement.)
- [8] Eaux résiduaires industrielles – Traitement et réutilisation, Michel Roustan, Lavoisier Tec & Doc, 2018.
- [9] Lefeuvre, J.-C. & Pinay, G. (2019). Pollution des eaux par les activités agricoles : processus et solutions. Éditions Quæ.
- [10] Le diagnostic des eaux résiduaires par l'analyse sensorielle, M. Thévenot et al., Presses des Mines, 2017 (Chapitre 3 : "Approche multidimensionnelle des paramètres perceptuels").
- [11] Caractérisation des eaux résiduaires urbaines et industrielles, P. Mouchet (2021), Lavoisier Tec&Doc (Chapitre 4 : "Méthodes d'analyse physico-chimique") avec les références techniques suivantes :
- Norme AFNOR NF T90-101 (DCO), NF EN 872 (MES), Norme ISO 7899-2 :2000 et NF EN ISO 9308-1.
- Directive 91/271/CEE sur les eaux résiduaires urbaines.
- [12] Tec & Doc Roustan, M. (2003). "Traitement des eaux : méthodes et procédés". Lavoisier, Tec & Doc. (Chapitre sur les paramètres de pollution organique).
- [13] Traitement des eaux usées – Des procédés à la modélisation" (J.-M. Raimbault, Presses des Mines, 2021
- [14] Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery (2003)
- \*– Metcalf & Eddy, 5th Edition (McGraw-Hill Education) \*
- [15] La Régie d'assainissement des eaux usées de la Vallée du Richelieu (RAEVR). <https://raevr.org/wp-content/uploads/2020/06/sch%C3%A9ma1-RAEVR.png>

- [16] © AIER Association Intercommunale pour l'Épuration de Rolle et environs. <https://www.aier.ch/wp-content/uploads/2014/12/pretraitement.jpg>
- [17] ACTIFLO® Duo Un système deux-en-un activable en fonction du débit pour le traitement des eaux usées.  
<https://www.veoliawatertechnologies.fr/sites/g/files/dvc2846/files/styles/default/public/image/2018/12/Actiflo-duo-schema.jpg?itok=9FWilQJI>
- [18] <https://chemindeleau.com/Lagunage-systeme-d-epuration-de-l.html>.  
[http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Fichier:Lagune\\_chemindeleau.JPG](http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Fichier:Lagune_chemindeleau.JPG)
- [19] HAMON THERMAL EUROPE. [https://www.usinenouvelle.com/expo/img/crosspack22-lit-bacterien-001008524-product\\_zoom.jpg](https://www.usinenouvelle.com/expo/img/crosspack22-lit-bacterien-001008524-product_zoom.jpg)
- [20] © MILEI. [https://www.fr.endress.com/\\_image/a/3804082/k/16c7db32ea2e72d84e35af44cec6b7d382efa127/ar/4-3/w/769/t/jpg/b/ffffff/fn/F&B\\_Milk\\_fractionation\\_Milei\\_DSC4590.jpg](https://www.fr.endress.com/_image/a/3804082/k/16c7db32ea2e72d84e35af44cec6b7d382efa127/ar/4-3/w/769/t/jpg/b/ffffff/fn/F&B_Milk_fractionation_Milei_DSC4590.jpg)
- [21] EMO FRANCE. <https://www.emo-france.com/produits/deshydratation/>
- [22] Journal Officiel de la République Algérienne (JORA) <https://www.joradp.dz/FTP/jo-francais/2006/F2006038.pdf>
- [23] Berland, J.-M., & Esculier, F. (2018). Épuration des eaux usées urbaines – Conception et exploitation des stations d'épuration. Lavoisier.
- [24] Épuration des eaux : procédés biologiques et physico-chimiques (P. Moulin, Lavoisier Tec & Doc, 2022), chapitre 7.

## Annexes

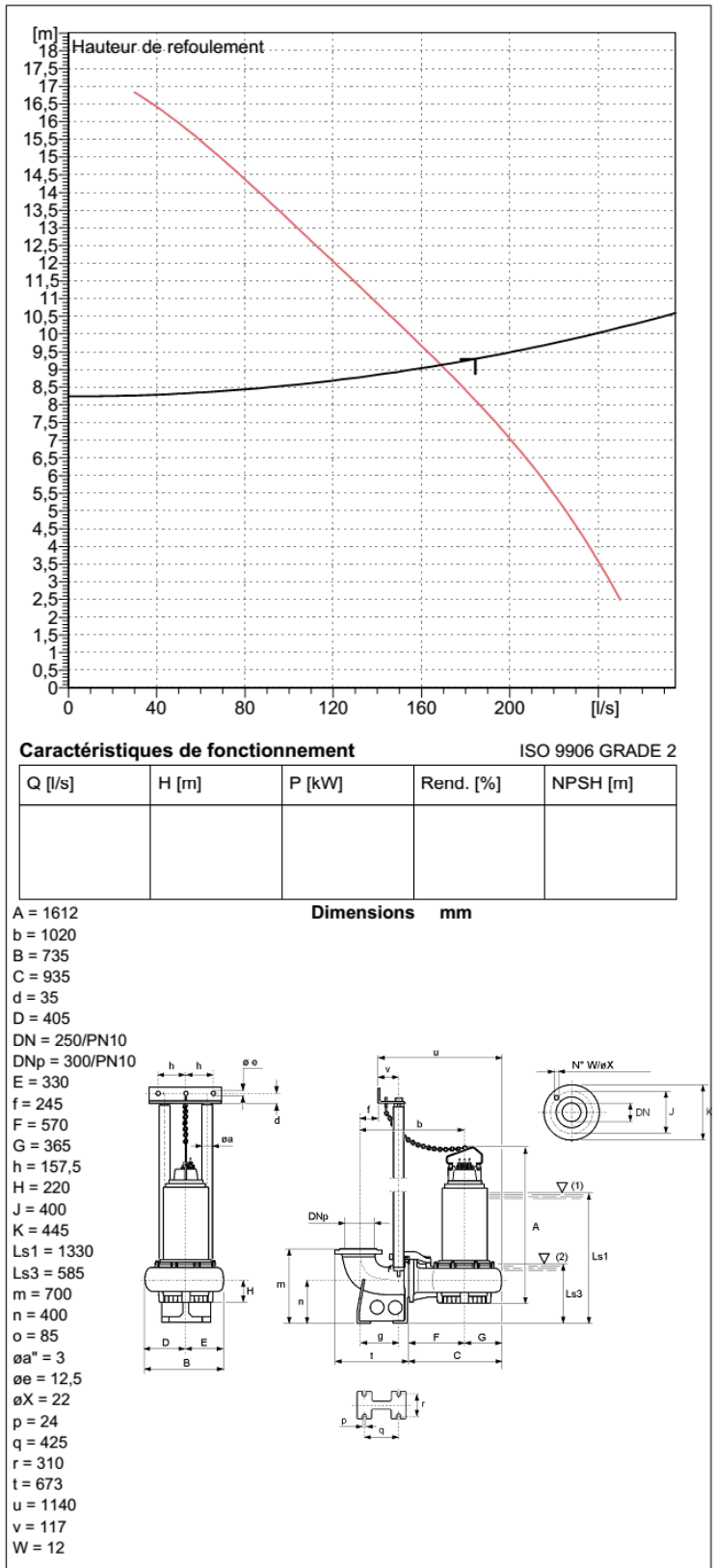
### Annexe I :

*Les diamètres nominaux ( $\phi N$ ) des conduites en PEHD*

$\phi N = \phi$ extérieur	PN 10		PN 16	
	e	$\phi$ intérieur	e	$\phi$ intérieur
20	2,3	15,4	2,7	14,6
25	2,3	20,4	3,4	18,2
32	2,8	26,4	4,1	23,8
40	3,5	33	5,1	29,8
50	4,2	41,6	6,3	37,4
63	5,3	52,4	8	47
75	6,3	62,4	9,4	56,2
90	6,1	77,8	9,2	71,6
110	7,4	95,2	11,1	87,8
125	8,3	108,4	12,7	99,6
160	10,6	138,8	16,2	127,6
200	13,2	173,6	20,2	159,6
250	16,4	217,2	25,1	199,8
315	20,7	273,6	31,6	251,8
400	26,2	347,6	40,1	319,8
500	32,8	434,4	50,1	399,8

## Annexe 2 : les caractéristiques de la pompe

<b>KCM250ZA+021082N1</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	184 l/s
Hauteur de refoulement	9,3 m
Fluide	Eaux usées
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	169 l/s
Hauteur de refoulement	9,12 m
Puissance absorbée	20,1 kW
Rendement	77,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	17,6 m
Orif. de refoulement	250 mm
Installation	Accouplement automatique immergé
Roue	Monocanal
Passage libre	163 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	750 1/min
Nombre de pôles	8
Puissance P2	21 kW
Intensité nominale	44 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	40 °C
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	653 kg
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carb. silicium/Carb. Silicium
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Chemise (version R)	Acier inox
Sondes thermiques	Oui
Sonde de conductivité	Oui
Garniture méc. coté moteur	Graphite/Acier inox
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m



## Résumé

Ce mémoire traite du dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées de la commune de Tizi Gheniff (wilaya de Tizi Ouzou). Après l'étude des caractéristiques géographiques, démographiques et hydrauliques, un procédé à boues activées à moyenne charge a été retenu pour assurer une efficacité de traitement supérieure à 90 % de la DBO<sub>5</sub>. Le dimensionnement a été réalisé pour couvrir les besoins actuels et futurs à l'horizon 2055, sur un site d'environ 3 hectares jugé adéquat.

**Mots clés :** Epuration, boues activées, DBO<sub>5</sub>, DCO, MES, Tizi Gheniff.

## Abstract

This thesis focuses on the design of a wastewater treatment plant for the town of Tizi Gheniff (Tizi Ouzou province). Based on the analysis of geographical, demographic, and hydraulic data, a medium-load activated sludge process was selected to achieve over 90% BOD<sub>5</sub> removal efficiency. The design was developed to meet both current and projected needs up to 2055, on an appropriate site of about 3 hectares.

**Keywords:** Wastewater treatment, activated sludge, BOD<sub>5</sub>, COD, TSS, Tizi Gheniff.

## المخلص

يتناول هذا البحث تصميم محطة لمعالجة مياه الصرف الصحي لبلدية تيزي غنيف (ولاية تيزي وزو). بعد دراسة الخصائص الجغرافية والديموغرافية والهيدروليكية، تم اختيار عملية الحمأة المنشطة بتحميل متوسط لتحقيق فعالية معالجة تتجاوز 90% من DBO<sub>5</sub>. بعد ذلك تم حساب أبعاد مختلف الهياكل من الأحواض والقنوات اللازمة للمحطة لتلبية الاحتياجات الحالية والمستقبلية حتى عام 2055، و التي يتم تشييدها على قطعة أرض تبلغ مساحتها حوالي 3 هكتارات.

**الكلمات المفتاحية:** معالجة مياه الصرف الصحي، الحمأة المنشطة، الطلب البيولوجي للأكسجين، الطلب الكيميائي للأكسجين، المواد الصلبة العالقة، تيزي غنيف.