

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية وزارة  
التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR  
HYDRAULICS  
Moudjahid Abdellah ARBAOUI



المدرسة الوطنية العليا للري  
The المجاهد عبد الله عرباوي  
ⵎⵓⴷⵔⵉⵙ ⵏ ⵏⵓⵔⵓⵏⵉ ⵏ ⵏⵓⵔⵓⵏⵉ ⵏ ⵏⵓⵔⵓⵏⵉ

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**Option : REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELES**

**Thème :**

**Dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées  
urbaine de BORDJ-GHEDIR wilaya de BORDJ BOU ARIRIDJ  
en vue de leur réutilisation**

**Présenté par :**

BOUKHERBAB Abdessalem.

### **Devant les membres du jury**

DERNOUNI Youcef	M.A.A	Président
KHALED HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
KHEDIM ALLAH Abderrahmane	M.A.A	Examineur
TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
BETATACHE Hayat	M.C.B	Promotrice

**Session : octobre 2023**

# Dédicace

Je dédie ce modeste mémoire qui est la conséquence de longues années d'études, en premier lieu à :

- ❖ *Mes chers parents*, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.
- ❖ *Mes chères sœurs* pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.
- ❖ *Mon cher frère*, pour leur appui et leur encouragement.
- ❖ *Toute ma famille* pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.
- ❖ Ma promotrice *Mme BETATACHE Hayat*, pour ces conseils.
- ❖ Tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études.
- ❖ Au personnel *de la DRE de la wilaya de Bordj Bouarraredj*.
- ❖ A toute *ma promotion 2023* sans exception.

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infaillible.*

❖ **MERCI D'ÊTRE TOUJOURS LÀ POUR MOI.**

# Remerciement

- ❖ En commençant par remercier tout d'abord *Allah* le tout puissant de m'avoir donné la santé, la volonté et la patience pour mener à bien ce modeste travail.
  
- ❖ Je tiens à témoigner mes sincères remerciements à ma promotrice Mme *BETATACHE Hayat* pour ses orientations et ses conseils.
  
- ❖ Je remercie *les enseignants de L'école nationale supérieure d'hydraulique*.
  
- ❖ J'adresse aussi mes remerciements *au personnel de DRE* de wilaya de bordj Bouarrerridj pour leurs collaborations en me fournissent des données précises concernant mon travail.
  
- ❖ Mes remerciements à mes amis *Mohamed kheir Akli* et *Benchabane Abdelmoudjib*.
  
- ❖ Mes plus sincères remerciements à ma famille : *mon père, ma mère, mon frère, mes sœurs* et tous mes proches et amis qui m'ont accompagné, aidé, soutenu et encouragé tout au long de la réalisation de ce travail.
  
- ❖ Enfin, je tiens à exprimer mon plus grand respect envers *les membres du jury* à qui j'ai l'honneur de présenter ce travail.

## ملخص

مذكرتنا تتمحور حول تلوث البيئة الناجم عن التوسع الحضري والكثافة السكانية، خاصة في المدن الكبيرة بحيث إن إنشاء محطات تنقية مياه الصرف الصحي الحضرية هو خطوة حاسمة للمحافظة على البيئة الطبيعية، وحماية الصحة العامة، واستغلال الموارد المائية بشكل مستدام، خاصة لأغراض السقي .

عملنا الحالي يتمثل في تصميم منشآت محطة معالجة مياه الصرف الصحي في مدينة برج غدير ولاية برج بوعريش، وهذا يكتسي أهمية كبيرة لإدارة المياه بشكل مسؤول ولتحد من التلوث. من خلال تصميم هذه المرافق بشكل مناسب، فإنه يساعد في حل مشكلات التلوث مع إعادة استخدام المياه المعالجة، مما يعود بالفائدة على الزراعة والمحافظة على موارد المياه العذبة.

## Résumé :

Il est tout à fait louable de constater que les autorités en Algérie reconnaissent les défis croissants liés à la pollution due aux extensions urbaines et à la surpopulation, en particulier dans les grandes villes. La réalisation de stations d'épuration des eaux usées urbaines est une démarche cruciale pour préserver l'environnement naturel, protéger la santé publique et exploiter de manière durable les ressources en eau, notamment en réutilisant cette eau usée épurées de différentes manières tel que l'irrigation, la recharge des nappes souterraines et une consommation industrielle.

Le but de notre travail est d'étudier la qualité des eaux usées urbaines de la ville de Bordj Ghdir dans la wilaya de Bordj Bouariridj et de dimensionner une STEP pour les traiter afin de réduire leur effet néfaste sur l'environnement en produisant une eau qui répond aux normes algériennes de rejets en milieu naturel. L'eau ainsi épurée sera rejetée sans problème dans l'oued de Bordj Ghedir Qui alimente une zone agricole un peu plus loin, ce qui correspond à une réutilisation indirecte de l'eau épurée en irrigation. En concevant ces installations de manière appropriée, nous contribuons non seulement à résoudre les problèmes de pollution, mais nous favorisons également la réutilisation des eaux traitées, ce qui est bénéfique pour l'agriculture et la préservation des ressources en eau douce.

## Abstract

It is entirely commendable to note that the authorities in Algeria recognize the growing challenges associated with pollution caused by urban sprawl and overpopulation, especially in major cities. The establishment of urban wastewater treatment plants is a crucial step to preserve the natural environment, protect public health, and sustainably manage water resources, particularly for irrigation.

Our work focuses on the design of the wastewater treatment plant in Bordj Ghedir, located in the Bordj Bouariridj province. This is of great importance for responsible water management and pollution reduction. By designing these facilities appropriately, you not only address pollution issues but also promote the reuse of treated water, which is beneficial for agriculture and the preservation of freshwater resources.

# Sommaire

Introduction générale

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

I.1	Introduction.....	01
I.2	Situation géographique.....	01
I.3	Situation géologique .....	02
I.4	Situation physique de la commune .....	03
I.4.1	Zone de plaine .....	03
I.4.2	La zone des montagnes.....	03
I.4.3	Occupation des sols.....	03
I.5	Sismicité .....	04
I.6	Réseau Hydrographique.....	05
I.7	Caractéristiques climatiques.....	05
I.7.1	Les températures.....	05
I.7.2	L'enseillement.....	06
I.7.3	Les vents.....	07
I.7.4	Evaporation.....	07
I.7.5	Précipitation.....	07
I.8	Activités économiques .....	08
I.8.1	Activités agricoles.....	08
I.8.2	Activités industrielles.....	08
I.9	ETUDE DEMOGRAPHIQUE.....	09
I.10	Conclusion.....	10

## Chapitre II : Généralités sur les eaux usées urbaines

II.1	Introduction .....	11
II.2	Définitions des eaux usées.....	11
II.3	Les origines des eaux usées.....	11
II.3.1	Les eaux usées domestiques.....	12
II.3.2	Les eaux usées agricoles .....	12
II.3.3	Les eaux usées industrielles .....	12
II.3.4	Les eaux usées pluviales .....	12
II.4	Caractéristiques des eaux usées.....	12
II.4.1	Les paramètres physico-chimiques .....	12
II.4.2	Les Paramètres Bactériologiques .....	14
II.5	Méthodes d'analyses utilisées.....	16
II.6	Normes à respecter.....	16
II.7	Conclusion .....	18

## Chapitre III : traitement des eaux usées urbaines

III.1	Introduction.....	19
-------	-------------------	----

III.2	Traitement des eaux usées.....	19
III.2.1	Principales étapes de traitement des eaux usées.....	19
III.2.1.1	Prétraitement.....	19
III.2.1.1.1	Dégrillage.....	20
III.2.1.1.2	Tamisage.....	20
III.2.1.1.3	Dessablage.....	20
III.2.1.1.4	Déshuilage – dégraissage.....	21
III.2.1.2	Traitement primaire.....	21
III.2.1.2.1	Théorie de la décantation.....	21
III.2.1.2.2	Coagulation-floculation.....	22
III.2.1.2.3	Les types de décanteurs.....	22
III.2.1.3	Traitement secondaire.....	23
III.2.1.3.1	Boues activées.....	23
III.2.1.3.2	Lagunage.....	24
III.2.1.3.3	Lits bactériens.....	24
III.2.1.4	Traitement tertiaire.....	26
III.3	Filières de traitement des boues d'épuration.....	27
III.4	Conclusion.....	29

### Chapitre IV : Estimation des données

IV.1	Introduction.....	30
IV.2	Estimation des besoins en futur.....	30
IV.2.1	Besoins domestique.....	30
IV.2.2	Besions des équipements.....	30
IV.2.3	Calcul les besoins total.....	33
IV.3	Calcul des débits des eaux usées évacué.....	33
IV.3.1	Débit journalier moyen.....	33
IV.3.2	Débit moyen horaire.....	34
IV.3.3	Calcule débit de point.....	34
IV.3.4	Débit de point en temps de pluie.....	35
IV.4	Equivalent habitants.....	35
IV.5	Les concentrations des effluents.....	35
IV.6	Conclusion.....	36

### Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration.

V .1	Introduction.....	37
V .2	L'évaluation des charges polluantes.....	38
V .3	Dimensionnement de la STEP.....	39
V.3.1	Dimensionnement de prétraitement.....	39
V.3.1.1	Dégrillage.....	39
V.3.1.2	Déssableur-Déhuileur.....	45
V.3.2	Traitement primaire (décanteur primaire).....	49
V.3.2.1	Dimensionnement de décanteur primaire.....	49
V.3.2.1	calcule des charges polluantes.....	50

V.3.3	Traitement secondaire.....	51
V.3.3.1	Détermination du rendement d'élimination .....	52
V.3.3.2	Dimensionnement de bassin d'aération.....	52
V.3.3.11	bassin d'anoxie.....	54
V.3.3.12	Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur).....	60
V.3.4	Traitement tertiaire.....	61
V.3.5	Traitement des boues.....	66
V.3.5.1	Dimensionnement de l'épaisseur .....	66
V.3.5.2	stabilisation aérobie .....	67
V.3.5.2	La déshydratation mécanique.....	69
V.4	Conclusion.....	70

## Chapitre VI : Calcul hydraulique.

VI.1	Introduction.....	71
VI.2	Déversoir d'orage .....	71
VI.2.1	Définition d'un déversoir d'orage.....	71
VI.2.2	Type des déversoirs.....	71
VI.2.2.1	Définition de chaque type.....	71
VI.2.3	Dimensionnement.....	72
VI.2.3.1	Calcul des débits.....	72
VI.2.3.2	Détermination des dimensions déversoir.....	72
VI.3	Profil hydraulique.....	76
VI.3.1	Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages.....	76
VI.3.2	Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages.....	76
VI.3.3	Perte de charge, diamètre des conduites reliant les ouvrages de la STEP.....	77
VI.3.4	Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages .....	78
VI.4	Conclusion.....	81

## Chapitre VII : Organisation de chantier.

VII.1	Introduction.....	82
VII.2	Installation d'un chantier.....	82
VII.2.1	Définition d'un chantier .....	82
VII.2.2	Rôle de l'installation de chantier.....	82
VII.2.3	Installations destinées aux personnels.....	83
VII.2.4	Installations destinées au stockage des matériaux.....	83
VII.2.5	Installations destinées à la réparation des engins.....	83
VII.3	Moyens des travaux de chantier.....	83
VII.4	Devis quantitatif et estimatif.....	83
VII.4.1	Calcule le Coût d'investissement.....	84
VII.4.2	Le Coût de fonctionnement.....	84
VII.4.3	Calcul du prix du m3 d'eau traitée.....	88
VII.5	Conclusion.....	90

Conclusion générale

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I : Présentation de la Zone d'étude.

<b>Tableau I – 1 :</b> Les températures moyennes mensuelles.....	06
<b>Tableau I – 2 :</b> Les valeurs moyennes mensuelles de l'ensoleillement.....	06
<b>Tableau I – 3 :</b> la répartition des moyennes mensuelles de la vitesse du vent.....	07
<b>Tableau I - 4 :</b> les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation.....	07
<b>Tableau I – 5 :</b> les moyennes mensuelles des précipitations.....	07
<b>Tableau I – 6 :</b> types de cultures pratiquées.....	08
<b>Tableau I – 7 :</b> activités industrielles.....	09

### Chapitre II : Généralités sur les eaux usées.

<b>Tableau II - 1 :</b> Méthodes d'analyses utilisées.....	16
<b>Tableau II - 2 :</b> Normes de rejet.....	17

### Chapitre III : traitement des eaux usées.

#### Chapitre IV : Estimation des données.

<b>Tableau IV.1 :</b> Consommation en eau de la ville de BORDJ-GHEDIR.....	30
<b>Tableau IV .2 :</b> Besoins en eau des établissements scolaires.....	31
<b>Tableau IV .3 :</b> Besoins sanitaires.....	31
<b>Tableau IV .4 :</b> Besoins en eau des douches et hammams.....	32
<b>Tableau IV .5 :</b> Besoins en eau des cafétérias.....	32
<b>Tableau IV .6 :</b> Besoins en eau des restaurants.....	32
<b>Tableau IV .7 :</b> Besoins en eau des mosquées.....	32
<b>Tableau IV .8 :</b> Besoins administratifs et sportifs.....	32
<b>Tableau IV .9 :</b> Récapitulatif des besoins des équipements en m <sup>3</sup> /j.....	33
<b>Tableau IV .10 :</b> les concentrations des effluents.....	35

#### Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration.

<b>Tableau V.1:</b> Les données de bases pour le dimensionnement de la STEP.....	37
<b>Tableau V.2 :</b> Quantité des charges polluantes.....	38
<b>Tableau V.3 :</b> Diamètres et espacement des barres de grille grossière et fin.....	39
<b>Tableau V.4 :</b> Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier.....	40
<b>Tableau V.5 :</b> Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin.....	41
<b>Tableau V.6 :</b> Valeur de $\delta$ .....	42
<b>Tableau V.7 :</b> les résultats des calculs de dégrilleur.....	44
<b>Tableau V.8 :</b> Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage.....	45
<b>Tableau V.9 :</b> dimensionnement d'un dessableur-dégraisseur.....	48
<b>Tableau V.10 :</b> Les valeurs limite de chute en fonction de K.....	49
<b>Tableau V.11:</b> Bilan de charges polluantes dans l'étape de traitement primaire.....	50



<b>Tableau V.12</b> : résultats de calcul du décanteur primaire.....	51
<b>Tableau V.13</b> : Résultats de calcul.....	54
<b>Tableau V.14</b> : valeurs de a' et b' en fonction du type de traitement par boues activées.....	55
<b>Tableau V.15</b> : besoins en oxygène.....	57
<b>Tableau V.16</b> : Résultats de bilan des boues.....	60
<b>Tableau V.17</b> : Résultats de calcul du clarificateur.....	61
<b>Tableau V.18</b> : Propriétés du lit de filtration .....	62
<b>Tableau V.29</b> : Caractéristique des fluides du rétro-lavage.....	63
<b>Tableau V.20</b> : Résultats de calcul d'un filtre à sable .....	65
<b>Tableau V.21</b> : Caractéristiques de l'eau usée épurée.....	66
<b>Tableau V.22</b> : Résultats de calcul de l'épaississeur.....	67
<b>Tableau V.23</b> : Résultats de calcul de digesteur.....	69
<b>Tableau V.24</b> : Résultats de calcul du filtre à bande.....	70

### Chapitre VI : Calcul hydraulique.

<b>Tableau VI.1</b> : résultats des calculs de déversoir d'orage.....	74
<b>Tableau VI.2</b> : Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages.....	76
<b>Tableau VI.3</b> : Longueur de chaque tronçon.....	76
<b>Tableau VI.4</b> : Les valeurs de K, m et $\beta$ .....	77
<b>Tableau VI.5</b> : résultats de calculs.....	80

### Chapitre VII : Organisation de chantier.

<b>Tableau VII.1</b> : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.....	85
<b>Tableau VII.2</b> : Le coût du béton armé de chaque ouvrage.....	86
<b>Tableau VII.3</b> : résumé des calculs des coûts.....	89

# *LISTE DES FIGURES*

## CHAPITRE I : Présentation de la Zone d'étude.

- Figure I - 1** : situation géographique et administrative de la commune Bordj Ghedir.....02
- Figure I – 2** : carte de zonage sismique de territoire national.....04

## Chapitre II : Généralités sur les eaux usées.

- Figure II .1** : schéma des déférentes eaux usées.....11

## Chapitre III : traitement des eaux usées.

- Figure III.1** : les étapes du prétraitement.....20
- Figure III.2** : Schéma d'un décanteur primaire.....21
- Figure III.3** : schéma de traitement par boue activées.....24
- Figure III.4** : lit bactérien.....25
- Figure III.5** : filtre à sable. ....26
- Figure III.6** : coupe épaisseur statique.....28
- Figure III.7** : lit de de séchage.....30

## Liste des planches

**Planche 01** : plan de masse.

**Planche 02** : ouvrages de la station.

**Planche 03** : profil hydraulique.

## **Introduction générale**

L'eau représente une ressource vitale pour l'homme et l'écosystème, constituant essentiel des êtres humains et de la nature elle-même. Il est impératif que l'eau conserve une qualité optimale, car une détérioration de sa qualité aurait des répercussions directes néfastes sur l'environnement et toutes les formes de vie. La nature possède un mécanisme d'autoépuration pour maintenir son équilibre naturel face à la pollution. Cependant, cela ne suffit pas à compenser la pollution engendrée par les activités humaines. Après avoir été utilisée dans diverses activités quotidiennes, l'eau subit des altérations et devient des eaux usées rejetées dans les milieux naturels, ce qui entraîne inévitablement la détérioration de l'environnement, la contamination des eaux souterraines et des nappes phréatiques.

L'augmentation du débit des eaux usées au fil du temps, en raison de l'expansion des populations urbaines et de l'essor de l'industrialisation, peut être attribuée à trois sources principales : les eaux usées domestiques, les eaux de ruissellement et les eaux industrielles. C'est pourquoi des stations d'épuration sont mises à disposition des communautés et des industries dans le but de réduire le taux de pollution et de protéger l'environnement naturel.

Dans le présent travail nous nous sommes intéressés aux usées urbaines de la commune de Bordj ghdira à la wilaya de Bordj Bouariridj, qui à l'heure actuelle sont déversées dans le milieu naturel sans aucun traitement, et leurs impacts sur l'environnement afin de dimensionner une STEP pour traiter ces eaux afin de pouvoir les réutiliser sans problème.

Une station d'épuration est une installation conçue pour traiter les eaux usées provenant des habitations, des industries et d'autres sources. Son objectif principal est de nettoyer ces eaux usées en éliminant les polluants, les contaminants et les matières solides avant de les rejeter de manière sécurisée dans l'environnement, généralement dans les rivières, les lacs ou les océans. Notre travail se divise en plusieurs chapitres

Le premier chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude. Dans le deuxième et troisième chapitre nous présentons quelques généralités sur les eaux usées urbaines et leurs effets néfastes sur l'environnement ainsi que les différentes méthodes

de leur traitement. Les estimations nécessaires au dimensionnement de la STEP sont présentées dans le chapitre quatre et le dimensionnement de la STEP au chapitre cinq. Le chapitre six concerne les calculs hydrauliques et le chapitre sept est pour l'organisation du chantier et enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale.

# **CHAPITRE I : Présentation de la Zone d'étude.**

### **I.1 Introduction**

La représentation de la zone d'étude est une étape importante dans la conduite de la recherche, du développement et de la conception de la station d'épuration de la commune Bordj Ghedir.

Dans ce chapitre, nous allons présenter la ville de Bordj Ghedir, en indiquant sa situation géographique et climatique, la situation démographique....

### **I.2 Situation géographique**

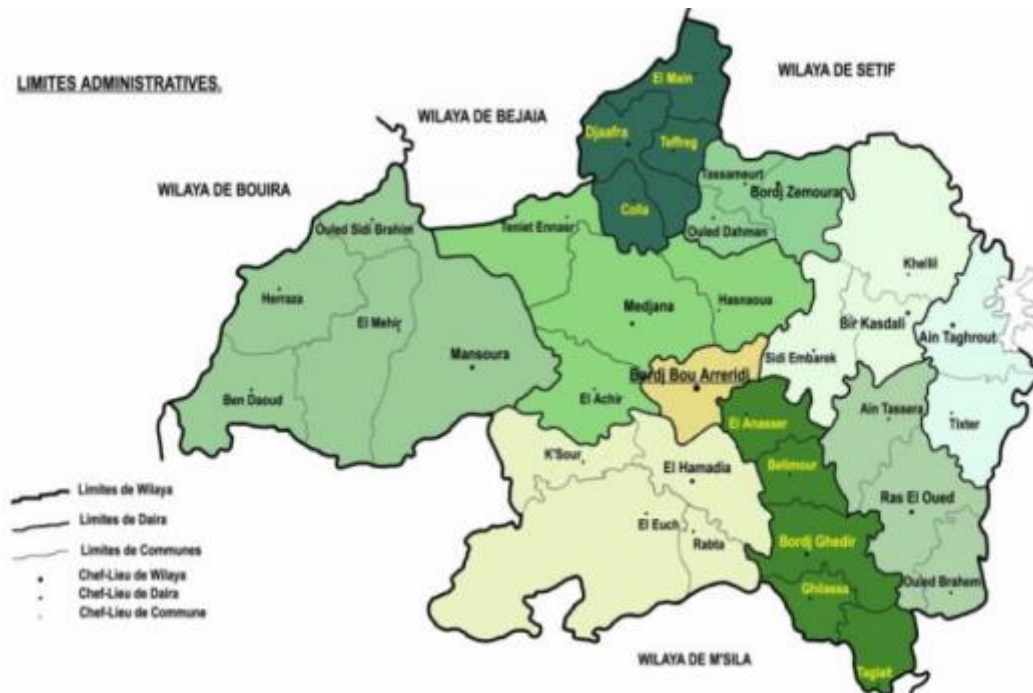
La commune de BORDJ GHEDIR est située dans les hauts plateaux au sud-est de Bordj-Bou-Arreidj culminant à 1100 m d'altitude, elle s'étant sur une superficie de 104.58 km<sup>2</sup> et la densité de 268 Hab/Km<sup>2</sup>, occupée en majeure partie par des montagnes assez élevées. Les températures sont basses l'hiver et les précipitations abondantes sous forme de neige et de pluie, notamment pendant les mois de novembre, février et mars. L'été y est très chaud et le thermomètre peut dépasser les 40 degrés.[1]

- Les coordonnées géographiques en degré (décimal) : 35° 54' Nord 4° 53' Est
- Altitude : Min 1 056 m – max. 1772 m

La commune de Bordj Ghedir se situe à 27 kms du sud du chef-lieu de la wilaya de Bordj Bou Arreidj sur le chemin qui relie la ville à l'axe le plus fréquent qui est la route nationale N°5, cette route vient d'être classée une route nationale. Qui relie la ville de Barhoum wilaya de M'sila à la route nationale N°5.

La commune de Bordj Ghedir est limitée par :

- Au nord par la commune de Belimour.
- A l'Est par la commune de ras El Oued.
- Au Sud par les communes de Ghilassa et taglait.
- A l'Ouest par la commune d'El Hammadia.



**Figure I - 1 : situation géographique et administrative de la commune Bordj Ghedir.(DRE BBA)**

**I.3 Situation géologique**

La région d'étude est caractérisée par la présence de couches calcaires plissées, Schistes argileux et des grés marins d'âge crétacé à pliocène et des dépôts continentaux d'âge moi pliocène.

Dans les hautes plaines ces formations sont recouvertes par des formations du quaternaire.

La région a subi des déformations d l'Eocène moyen au Miocène qui ont données une structure géologique complexe.

Durant la première phase du plissement, le calcaire est les schistes de l'Eocène ont été poussées latéralement vers le sud au-dessus de socle créatif, et la deuxième phase a été caractérisée par la formation de plis synclinaux et anticlinaux localisée et des chevauchements résultant par la courte terrestre dans une direction Nord-Sud et durant cette période il s'est produit un très fort plissement du socle rocheux du crétacé. Des failles sont associées à ces plissements.

La région a été soumise à d'autres mouvements orogéniques des pléistocènes, période durant laquelle l'apparition de failles en horsts donnant lieu à des hautes plaines, les cours d'eaux excavent des vallées profondes.



#### **I.4 Situation physique de la commune**

La zone est caractérisée par une entité topographique remarquable assez rude et fortement vallonnée.

La région est présentée deux grandes unités morphologiques bien individualisées représentées par la zone de plaine et la zone des montagnes.

##### **I.4.1 Zone de plaine**

Cette zone est entourée d'un relief fort variant de 1350m à 1700, de nature carbonaté à une altitude de 1150m.

Elle commence au nord à partir de l'agglomération de Ghillassa et s'allonge vers le nord de Bordj Ghedir.

Cette plaine est drainée par des oueds dont le principal est l'oued Bordj Ghedir. Les déclivités qui caractérisent la topographie sont inférieures à 5%.

Les terrains quaternaires de la plaine sont particulièrement favorables aux céréales en particulier blé dur et orge.

##### **I.4.2 La zone des montagnes**

Elle concerne la grande partie du territoire avec une pente allant généralement du Sud vers Nord, variant entre 1400m à 1880 m d'altitude.

Ce relief se caractérise par la présence :

- Monte de Bir Cherida au Nord d'une altitude de 1475m.
- Monts de draa El Mekamen et Rass El Keffane à l'Oeust variant entre 1610m et 1674m d'altitude.
- Djebel M'zila au Nord-Est d'une altitude de 1475m.
- Djebel Ech-chlendj à l'Est d'une altitude de 1855m.
- Monts de sud dont l'altitude moyenne est de 1500m.

##### **I.4.3 Occupation des sols**

Globalement les terres agricoles de la commune se répartissent en :

- Cultures herbacées
- Terres au repos
- Pacages et parcours

- Plantations fruitières
- Terres inclûtes

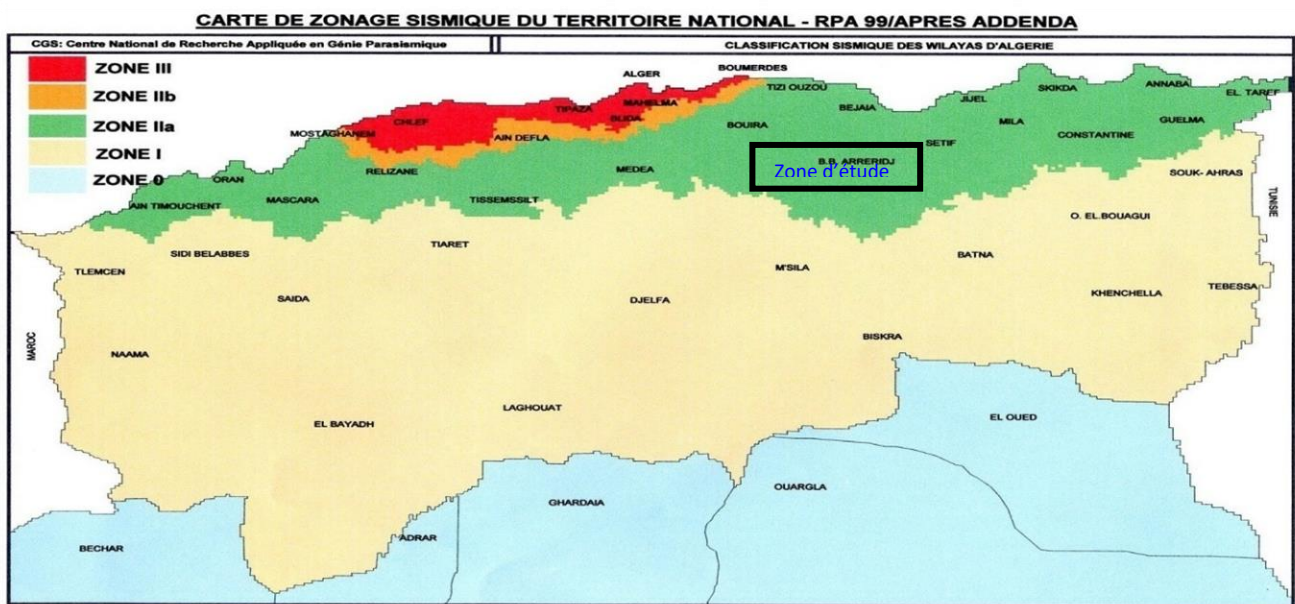
**I.5 Sismicité**

La région de Bordj Bou Arreridj se trouve dans la région Est de l'Algérie qui est soumise à une activité sismique considérable.

Un Zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2023) suite au séisme du 21 mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Le territoire national a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissant (voir carte de zoning sismique ci-après), soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne.
- Zone III : Sismicité élevée.



**Figure I – 2 : carte de zonage sismique de territoire national**

Dans cette nouvelle classification, notre zone d'étude est située dans la **zone sismique IIa**, cette partie est caractérisée par des terrains à sismicité moyenne.

### **I.6 Réseau Hydrographique**

La région de Bordj Ghedir possède dans l'ensemble une hydrographie endoréique, relativement dense et hiérarchisée avec des oueds et des cours d'eaux temporaires.

- Oued Bordj Ghedir, il prend naissance à partir des cours d'eau du bassin versant de Bordj Ghedir, il se divise dans l'oued M'ri.
- Oued Silini, il prend naissance à partir du bassin versant de Djebel M'zaita et déverse dans l'oued Ezzmala qui déverse lui aussi dans l'oued Bordj Ghedir.
- Oued Eddechra, il prend naissance à partir du bassin versant de Djebel M'zaita et déverse dans l'oued Bordj Ghedir.

### **I.7 Caractéristiques climatiques**

Le climat est une ressource naturelle qui affecte une bonne partie des activités humaines telles que la production agricole, la consommation d'énergie, l'utilisation de certaines ressources telle que l'eau. Son influence sur notre vie est très grande. Aussi faut-il l'observer, l'étudier pour le connaître et le quantifier.

Le climat joue un rôle important dans l'étude d'un système d'épuration, tel que la température, la vitesse du vent, l'évaporation, l'ensoleillement.

Pour l'analyse des paramètres climatiques de la zone d'étude nous avons utilisé les données de la station climatologique ONM de Bordj Bou Arreridj. La période d'observation considérée s'étale entre 1990 et 2010.

La station climatologique de Bordj Bou Arreridj a les caractéristiques suivantes :

- Altitude : 928m
- Longitude : 04°40 E
- Latitude : 36° 04

#### **I.7.1 Les températures**

La température est un paramètre très important pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration.

Les températures moyennes mensuelles sont données dans le tableau suivant :

**Tableau I – 1 : Les températures moyennes mensuelles**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
T (°C)	6,2	7,5	10,1	12,4	17,8	23,4	27	26,4	21,3	16,6	10,7	7

(Source : DRE)

Nous observons deux saisons :

- Une saison froide qui s'étale du mois de novembre au mois d'avril.
- Une saison chaude s'étale du mois de juin au mois d'octobre.

La température moyenne annuelle est de 15,5°C et de fait, nous la considérons comme une température favorable au bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.

### **I.7.2 L'enseillement**

Ce facteur est primordial pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration et ce vu l'apport que peut faire subir le rayonnement solaire sur les différents types de traitement d'élément fondamentaux.

Les valeurs moyennes mensuelles de l'enseillement exprimé en heurs sont données dans ce tableau suivant :

**Tableau I – 2 : Les valeurs moyennes mensuelles de l'enseillement.**

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
Enseillement H	243,9	243,3	191	176,3	184,9	201,4	247	261,8	301,6	329,8	351,8	319,2

(Source : DRE)

La valeur moyenne annuelle de l'enseillement est de l'ordre 254.4 heures, elle atteint un maximum en été sa valeur est 351.8 heures au mois de juillet et un minimum en hiver sa valeur est 176.3 heures au mois de décembre.

**I.7.3 Les vents :**

Le tableau suivant illustre la répartition des moyennes mensuelles de la vitesse des vents, exprimés en m/s.

**Tableau I – 3 : la répartition des moyennes mensuelles de la vitesse du vent**

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Aout
V (m/s)	2,5	2,4	2,4	2,6	2,1	2,3	2,8	2,9	3,1	2,5	3,1	2,5

(Source : DRE)

- La vitesse moyenne annuelle des vents est de 2.6 m/s.
- Les vents les plus fréquents sont d'origine nord-Ouest pendant une grande partie de l'année, tandis que les vents venus du sud (sirocco) sont fréquents en été.

**I.7.4 Evaporation**

Le tableau nous donne les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation :

**Tableau I - 4 : les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation**

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août
Evaporation	193,3	145,8	82,9	61,8	63,5	55,5	124,6	143	213,5	367,6	250,3	325,7

(Source : DRE)

La valeur moyenne mensuelle maximale de l'évaporation est de l'ordre 367.6mm au mois de juillet, et la valeur moyenne mensuelle minimale de l'évaporation est de l'ordre 55.5 mm au mois de février, que le taux d'évaporation est de l'ordre de 5.6%.

**I.7.5 Précipitation**

Le tableau illustre la répartition des moyennes mensuelles des précipitations :

**Tableau I – 5 : les moyennes mensuelles des précipitations.**

mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août
P(mm)	77	34,3	24,9	36,4	31,4	21,6	24	41	36,3	27,1	19,3	16

(Source : DRE)

L'analyse du tableau ci-dessus indique que la pluviométrie est variable au courant de l'année.

Le total moyen annuel est de 389,3mm.

### **I.8 Activités socio-économiques**

#### **I.8.1 Activités agricoles**

L'agriculture représente une base essentielle dans l'économie de la commune de Bordj Ghedir.

Le tableau suivant présente les types de cultures pratiquées au niveau de la commune de Bordj Ghedir :

**Tableau I – 6 : types de cultures pratiquées**

Type de culture	Superficie irriguable en hectare	Production en quintaux	Besoin en eau en m <sup>3</sup> / hectares
Céréales	400	6920	2000 à 3000
Maraichages	50	6755	4000 à 6000
Arboricultures	300	4664	4000 à 6000
Fourages	150	7080	3000

#### **I.8.2 Activités industrielles**

L'activité industrielle n'est pas développée dans la commune de Bordj Ghedir car elle ne possède pas d'unités industrielles, il y a que le secteur privé dont les activités sont les suivantes :

**Tableau I – 7 : activités industrielles.**

<b>RAISON_SOCIALE</b>	<b>SECTEUR D'ACTIVITE</b>	<b>ADRESSE</b>
<b>SARL EL WIHDA</b>	<b>Mines et carrières</b>	<b>8 AVENUE 1ER NOVEMBRE BORDJ GHEDIR</b>
<b>SARL AHCEN BRIQUE</b>	<b>Matériaux De Construction</b>	<b>KOTA BORDJ GHEDIR</b>
<b>KHOUDOUR AHMED BEN SAAD</b>	<b>Matériaux De Construction</b>	<b>BORDJ GHEDIR</b>
<b>KHOUDOUR ALI</b>	<b>Matériaux De Construction</b>	<b>FG KAHINA RUE ABDESLAM ABDALLA</b>
<b>KHABABA ILYES</b>	<b>Chimie et plastique</b>	<b>RUE MEGUERIANE BORDJ GHEDIR</b>
<b>KHABABA DJAMEL EDINE BEN MOHAM</b>	<b>Chimie et plastique</b>	<b>CITE MOUGRIANE BORDJ GHEDIR</b>

(Source : DRE)

### **I.9 ETUDE DEMOGRAPHIQUE**

La commune de Bordj Ghedir comptait en 2023 une population de 43799 d'habitant. L'évolution de la population future de la commune se fait à l'horizon long terme (2053)

Par l'application de l'expression suivante :

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

Avec :

P : Population projetée.

P<sub>0</sub> : Population à l'année de référence.

X : Taux de croissance.

n : Nombre d'années compris dans l'intervalle de temps considéré.

L'évolution du taux d'accroissement tient compte essentiellement de :

- Mode de vie.
- Planning Familial.
- Développement socio- culturel.

D'après la DRE de Bordj Bouariridj le taux d'accroissement égal ( $X= 1.013 \%$ ) pour différents horizons d'études ( $X= 1.013 \%$  taux d'accroissement de la commune).

### **I.10 Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons identifié la zone d'étude et le site d'implantation par rapport aux différents donnés. Toutes les eaux usées chargées sont déversées vers Oued Bordj Ghedir, d'où l'obligation de l'installation d'une STEP a fin de préservées les eaux souterraines ainsi qu'Oued Bordj Ghedir.



## **Chapitre *II***

# **Généralités sur les eaux usées urbaines**

## II.1 Introduction

Dans la vie quotidienne, l'eau est essentielle à toutes les activités, qu'il s'agisse des tâches ménagères (usage domestique de l'eau), de l'industrie (pour le refroidissement), de l'agriculture et du drainage des eaux pluviales. Ces divers usages de l'eau engendrent la formation des eaux usées, qui contiennent des polluants indésirables rejetés dans le réseau de canalisations, posant des problèmes pour la santé publique.

La composition des eaux usées varie considérablement, qu'elles soient riches en minéraux ou en matière organique en suspension ou en solution, et certaines d'entre elles peuvent même contenir des substances toxiques. Cette charge polluante est presque toujours associée à des composés gras et colloïdaux.

## II.2 Définitions des eaux usées

Les eaux usées (ou eaux résiduaires, eaux résiduelles, eaux d'égout, aussi appelées « effluents liquides ») sont des « eaux polluées » par un usage humain, constituées de toutes les eaux de nature à contaminer les milieux dans lesquels elles sont déversées, par des polluants physiques, chimiques ou biologiques. Les eaux usées proviennent de différente combinaison d'activités domestiques, industrielles, commerciales ou agricoles, du ruissèlement de surface (eau de ruissèlement) et de toute entrée d'égout ou infiltration d'égout. (s.d.)

## II.3 Les origines des eaux usées dans une station d'épuration des eaux usées urbaines

A la base une station d'épuration des eaux usées urbaines est destinée à ne recevoir que les eaux usées produites par l'activité domestiques, cependant on peut retrouver toutes les catégories d'eaux usées à savoir :

- Les eaux usées domestiques
- Les eaux usées pluviales
- Les eaux usées industrielles
- Les eaux usées agricoles

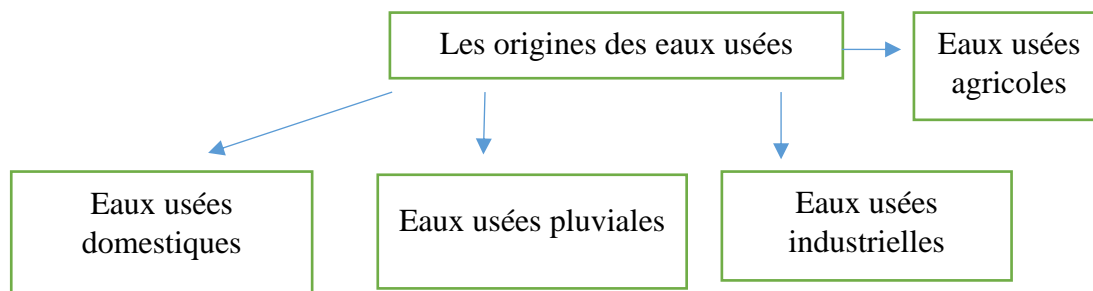


Figure II.1 : schéma des différentes eaux usées.

### **II.3.1 Les eaux usées domestiques**

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement porteuses de pollutions organiques. Elles se répartissent en eau ménagère qui a pour origine les salles de bains et les cuisines. Elles sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvant et de débris organiques. Il s'agit aussi des rejets des toilettes, chargées de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

### **II.3.2 Les eaux usées agricoles**

il s'agit de rejets liquides agricoles issus du ruissellement d'eau d'irrigation qui entraîne des engrais, des pesticides, des herbicides ou des rejets organiques dus à un élevage important.

### **II.3.3 Les eaux usées industrielles**

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus des matières organiques azotées ou phosphorées, elles contiennent également des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques, des hydrocarbures. Les STEP des eaux usées urbaines reçoivent des eaux usées industrielles qui répondent aux normes de rejets dans le réseau d'assainissement urbain mais aussi des rejets hors normes qui sont rejetées illicitement.

### **II.3.4 Les eaux usées pluviales**

Normalement les eaux pluviales ne sont pas vraiment forcément polluées. Elles ne sont considérées comme des eaux usées que si elles sont mélangées avec des effluents urbains au niveau des égouts de type unitaire ou bien si elles lessivent de terres agricoles polluées par les pesticides et les engrais en excès.

## **Caractéristiques des eaux usées**

### **II.4.1 Les paramètres physico-chimiques**

**II.4.1.1 Oxygène dissous :** c'est la teneur en oxygène dissous dans les eaux usées il a un impact significatif sur le bon fonctionnement de l'écosystème aquatique. Une diminution de la teneur normale en oxygène est un indicateur de pollution, signifiant la présence de substances qui consomment de l'oxygène dans l'eau.

**II.4.1.2 La température :** La température est un paramètre important pour le bon fonctionnement des systèmes d'épuration dans la mesure où il peut influencer de différentes

manières sur les processus biologiques et physico-chimiques et la solubilité des sels et des gaz

**II.4.1.3 La turbidité :** La turbidité est un indicateur de la présence de particules en suspension dans l'eau, telles que des débris organiques, de l'argile, ou des organismes microscopiques. Une turbidité élevée peut être le signe de problèmes potentiels dans l'eau, et son contrôle est donc important pour garantir la sécurité de l'approvisionnement en eau.

**II.4.1.4 Couleur et odeur :** Dans les eaux usées urbaine l'eau est d'une couleur grise à cause des matières organiques dissoutes ou des composés chimiques solubles. L'odeur est à cause de la fermentation des matières organiques.

**II.4.1.5 Matière en suspension MES :** Les MES sont constituées de toutes les particules organiques ou minérales véhiculées par les eaux. Elles peuvent être composées de particules de sable, de terre et de sédiment arrachées par l'érosion, de divers débris apportés par les eaux usées ou les eaux pluviales très riches en MES.

**II.4.1.6 La conductivité :** La conductivité est liée à la concentration des substances dissoutes et à leur nature. La mesure de la conductivité permet d'évaluer approximativement la minéralisation globale de l'eau. La conductivité d'une eau varie selon son degré d'impuretés, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande plus la conductivité est grande.

**II.4.1.7 La Demande biochimique en Oxygène (DBO5) :** La DBO est la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes aérobie de l'eau pour oxyder les matières organiques, dissoutes ou en suspension dans l'eau.

**II.4.1.8 La Demande Chimique en Oxygène (DCO) :** La D.C.O. est la quantité d'oxygène consommée par les matières oxydables.

**II.4.1.9 Ph :** le Ph représente le degré d'acidité ou d'alcalinité du milieu aquatique. Un pH compris entre 6 et 9 permet un développement à peu près correct de la faune et de la flore. Les organismes vivants sont très sensibles aux variations brutales mêmes limitées du pH.

**II.4.1.10 L'azote total :** Peut se trouver sous forme minérale (ammoniacal, nitrate) ou organique. La présence d'azote organique ou ammoniacal se traduit par une consommation d'oxygène dans le milieu naturel et par une entrave à la vie des poissons

**II.4.1.11 L'azote ammoniacal (NH<sub>4</sub><sup>+</sup>) :** La présence d'ammoniaque en quantité importante est l'indice d'une contamination par des rejets d'origine humaine ou

industrielle. Les urines humaines ou animales contiennent en effet de grandes quantités d'urée qui se transforment rapidement en ammoniaque. Ce paramètre est souvent utilisé comme traceur des eaux usées domestiques.

**II.4.1.12 Nitrites ( $\text{NO}_2$ ) :** Les nitrites constituent le stade intermédiaire entre les ions ammonium ( $\text{NH}_4^+$ ) et les nitrates. Peu stable en rivière, on ne les rencontre que lorsqu'il existe un déséquilibre au niveau de l'oxygénation ou de la flore bactérienne de la rivière.

**II.4.1.13 Nitrates ( $\text{NO}_3$ ) :** Les nitrates constituent le stade final de l'oxydation de l'azote. Ils proviennent du lessivage des engrais et des rejets urbains et industriels. Les nitrates sont l'un des éléments nutritifs majeurs des végétaux. Leur présence associée aux autres éléments nutritifs, stimule le développement de la flore aquatique.

**II.4.1.14 Le phosphore :** La teneur en phosphore dans les eaux usées est habituellement trop faible pour modifier le rendement. Mais s'il y a excès, il est pour l'essentiel retenu dans le sol par des réactions d'adsorption et de précipitation ; cette rétention est d'autant plus effective que le sol contient des oxydes de fer, d'aluminium ou du calcium en quantités importantes. On ne rencontre pas en général de problèmes liés à un excès de phosphore.

**II.4.1.15 Le Sulfates :** Les sulfates ne sont pas dangereux mais comportent un risque de troubles diarrhéiques, notamment chez les enfants. La présence de sulfates est liée à la nature des terrains traversés. Elle peut également témoigner de rejets industriels.

**II.4.1.16 Huiles et graisses :** Les sources d'huiles et de graisses contenues dans les eaux usées sont multiples : procédés agroalimentaires, procédés d'usinage, de mise en œuvre des métaux, de lubrification, de lavage, etc. Bien que des séparateurs par gravité soient utilisés, ces huiles et graisses se retrouvent souvent sous forme émulsifiée dans l'eau, ce qui demande une méthode de traitement physico-chimique.

## **II.4.2 Les Paramètres Bactériologiques**

**II.4.2.1 Pollution bactériologique :** Pollution liée à la présence de bactéries. Les coliformes totaux, coliformes fécaux, sont recherchés dans l'eau comme témoins de pollution fécale. En général, ils proviennent des déjections animales ou des habitations et sont véhiculés par les eaux usées domestiques. Leur présence est un indicateur de germes pathogènes dangereux qui peuvent être à l'origine de maladies. [2]

**a-Bactéries :** Les eaux usées urbaines contiennent environ  $10^6$  à  $10^7$  bactéries par 100ml et parmi les plus communément rencontrées on trouve les Salmonelles dont on connaît plusieurs centaines de stéréotypes différents, dont ceux responsable de la typhoïde, des paratyphoïdes et des troubles intestinaux. [2]

**b-Virus :** Les virus sont des parasites intracellulaires obligés qui ne peuvent se multiplier que dans une cellule hôte. Les virus entériques sont ceux qui se multiplient dans le trajet intestinal ; parmi les virus entériques humains les plus importants, il faut citer les entérovirus (exemple : polio), les rota virus, les adénovirus et le virus de l'Hépatite A. Il semble que les virus soient plus résistants dans l'environnement que les bactéries et que leurs faibles dimensions soient à l'origine de leurs possibilités de dissémination. [2]

**c-Protozoaires :** Parmi les protozoaires les plus importants du point de vue sanitaire, il faut citer *Entamoeba histolytica*, responsable de la dysenterie amibienne et *Giardia lamblia*. Au cours de leur cycle vital, les protozoaires passent par une forme de résistance, les kystes, qui peuvent être véhiculés par les eaux résiduaires.

**d- Helminthes :** Dans les eaux usées urbaines, le nombre d'œufs d'helminthes peut être évalué entre 10 et  $10^3$ /l. Il faut citer, notamment, *Ascaris lumbricades*, *Oxyuris vermicularis*, *Trichuris trichuria*, *Taenia saginata*. Le stade infectieux de certains helminthes est l'organisme adulte ou larve, alors que pour d'autres, ce sont les œufs. Les œufs et les larves sont résistants dans l'environnement et le risque lié à leur présence est à considérer pour le traitement et la réutilisation des eaux résiduaires. [2]

**II.4 Méthodes d'analyses utilisées**

Le tableau suivant donne les méthodes d'analyses des principaux paramètres examinés :

**Tableau II - 1 : Méthodes d'analyses utilisées.**

<b>PARAMETRES MESURES</b>	<b>METHODES UTILISEES</b>
<b>Température</b>	Thermomètre
<b>PH</b>	pH - mètre
<b>Oxygène dissous</b>	Oxymètre
<b>Turbidité</b>	Turbidimètre
<b>Conductivité</b>	Conductimètre
<b>M.E.S</b>	Filtration à 105 °C
<b>D.C.O</b>	Spectrophotométrie
<b>D.B.O<sub>5</sub></b>	Manométrie (DBO- mètre)
<b>Phosphore</b>	Spectrophotométrie
<b>Sulfates</b>	Gravimétrie
<b>Nitrites nitrates</b>	Spectrophotométrie U.V
<b>Ammonium</b>	Spectrophotométrie U.V
<b>Métaux lourds</b>	Absorption atomique

**II.5 Normes à respecter**

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

Le tableau suivant illustre les normes des rejets, extrait du décret exécutif

N°06-141 du 19 avril 2006 du Journal Officiel, réglementant les rejets d'effluents liquides, ce sont les valeurs limites maximales des paramètres de rejet.

Tableau II - 2 : Normes de rejet en milieu naturel

Paramètre	Unités	Valeurs limites
Température	°C	30
PH	-	6,5 à 8,5
Conductivité	µs/cm	/
Turbidité	NTU	/
Oxygène dissous	mg/l	/
MES	mg/l	35
DBO <sub>5</sub>	mg/l	35
DCO	mg/l	120
Ammonium	mg/l	/
Azote kjeldhal	mg/l	30
Phosphore total	mg/l	10
Sulfates	mg/l	/
<b>Métaux lourds</b>		
Fer	mg/l	3
étain	mg/l	2
Manganèse	mg/l	1
Chrome	mg/l	0,5
Cuivre	mg/l	0,5
Nickel	mg/l	0,5
Mercure	mg/l	0,01
Plomb	mg/l	0,5
Zinc	mg/l	3



**II.6 Conclusion :**

Le traitement des eaux usées et la conception d'une station d'épuration dépendent essentiellement de la charge et la source des polluants, l'eau polluée sera épurée par les différentes techniques d'épuration dans la STEP.

# **Chapitre III : traitement des eaux usées.**

### **III.1 Introduction**

L'objectif de l'épuration des eaux usées est la protection de la santé publique et de l'environnement mais aussi produire une eau réutilisable afin de protéger les ressources en eau potable. Les méthodes de traitements doivent être appliquées pour éliminer ou modifier les constituants présents dans les eaux usées.

### **III.2 Traitement des eaux usées**

Les eaux usées, également connues sous le nom d'eaux résiduaires, d'eaux d'égout ou d'effluents liquides, représentent des liquides contaminés par l'activité humaine. Elles englobent toutes sortes d'eaux capables de polluer les environnements où elles sont déversées, que ce soit par des substances physiques, chimiques ou biologiques. Les eaux usées résultent d'un mélange varié d'origines, comprenant des activités domestiques, industrielles, commerciales et agricoles, ainsi que le ruissellement de surface (eau de ruissellement) et les déversements ou infiltrations provenant du réseau d'égouts.

#### **III.2.1 Principales étapes de traitement des eaux usées**

On distingue quatre catégories pour le traitement des eaux usées :

- Le prétraitement.
- Le traitement primaire.
- Le traitement secondaire.
- Le traitement tertiaire.

##### **III.2.1.1 Prétraitement**

Les prétraitements sont destinés à séparer des eaux résiduaires :

- Les matières solides volumineuses risquant d'obstruer les canalisations de l'installation de traitement.
- Les matières flottantes et les polluants liquides (huiles, hydrocarbures) non miscibles à l'eau et généralement moins denses qu'elle.

Ils sont constitués d'un ensemble d'opérations physiques et mécaniques : dégrillage, tamisage, dessablage, déshuilage-dégraissage dont la mise en œuvre est largement dépendante de la nature et des caractéristiques des rejets à traiter et aussi de la ligne de traitement prévue en aval. [8]

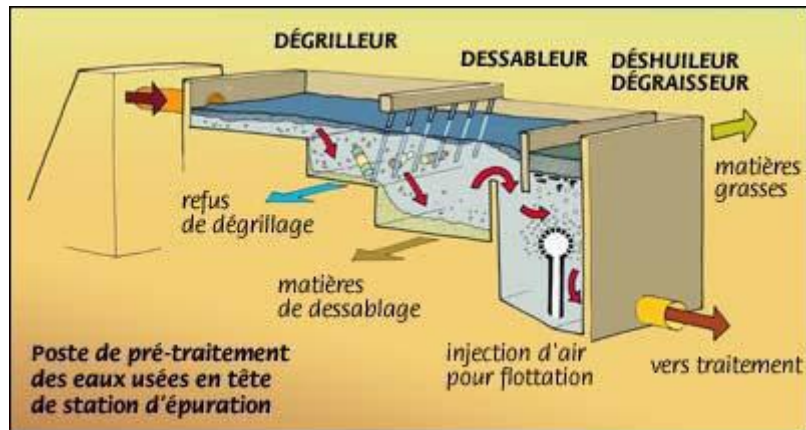


Figure III.1 : les étapes du prétraitement. [5]

#### III.2.1.1.1 Dégrillage

Il permet de séparer les matières volumineuses. Son principe est extrêmement simple, puisqu'il consiste à faire passer l'eau brute à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60 à 80 sur l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 10 à 100mm. La vitesse moyenne de passage de l'eau entre les barreaux est comprise entre 0,6 et 1 m/s. [8]

On distingue deux types :

- Grille manuelle
- Grille mécanique

#### III.2.1.1.2 Tamisage

Le tamisage assure un dégrillage poussé par filtration des eaux brutes sur toile, treillis ou tôle perforée, à mailles plus ou moins fines.

On distingue classiquement, selon la dimension des mailles de la toile, la macro tamisage, qui est destiné à retenir les particules supérieures à 200 um et le micro tamisage, qui retient les particules plus petites, dont l'application aux prétraitements des eaux résiduaires est très limitée en raison d'un colmatage trop rapide. [8]

#### III.2.1.1.3 Dessablage

Le dessablage a pour but d'extraire des rejets, les graviers, les sables et autres matières minérales denses de façon à éviter les dépôts dans les conduites et canaux, et à protéger les pompes contre l'abrasion.

Le domaine usuel du dessablage porte sur les particules supérieures à 200 um. Une Granulométrie inférieure sera du ressort de la décantation. [8]

#### III.2.1.1.4 Déshuilage – dégraissage

On peut considérer que le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. La teneur de certains rejets peut atteindre des valeurs de 300 à 500 mg/L, par ailleurs ces matières peuvent former une émulsion stable entretenue par le brassage de l'eau ou constituer une phase indépendante non émulsionnée. [8]

#### III.2.1.2 Traitement primaire

##### III.2.1.2.1 Théorie de la décantation

- Principe :

Une particule abandonnée dans un fluide, a tendance à monter ou à descendre en fonction de la valeur de sa masse volumique. Lors de la décantation, les particules solides, dont la densité est supérieure à celle de l'eau, vont avoir tendance à s'accumuler au fond du décanteur sous l'effet de la pesanteur. [8]

- Paramètres de la décantation :

Pour ces aspects technologiques, nous considérons le cas du régime de Stokes qui est de très loin le plus courant en décantation solide -liquide. Dans ce cas, la vitesse de chute des particules est proportionnelle aux diamètres de celles-ci, à la masse volumique (de la particule et du liquide), et à l'accélération de la pesanteur tandis qu'elle est inversement proportionnelle à la viscosité dynamique du liquide selon l'équation de Stokes. [8]

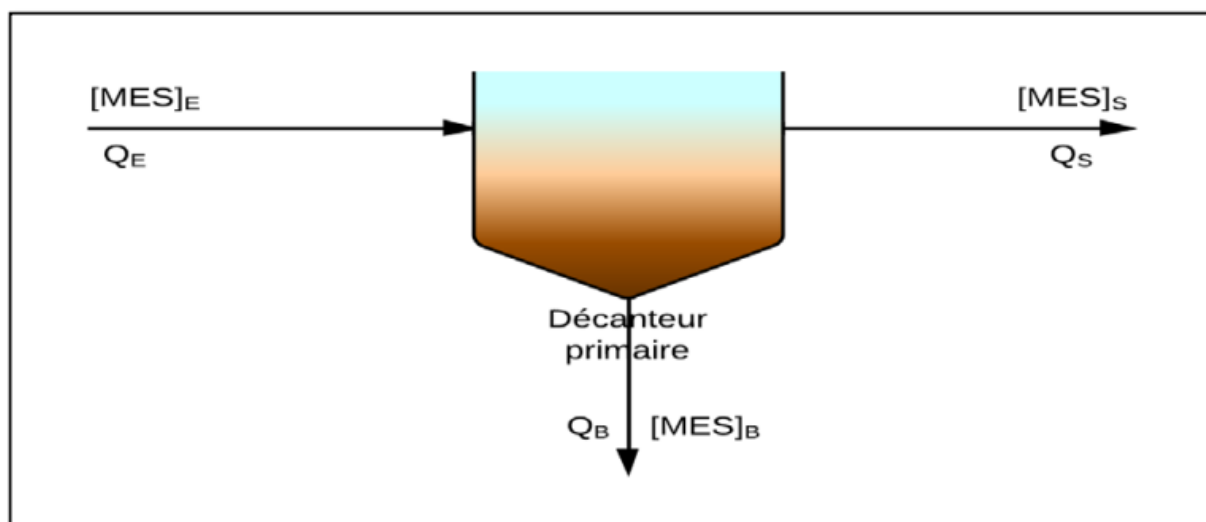


Figure III.2 : Schéma d'un décanteur primaire.

### **III.2.1.2.2 Coagulation-floculation**

Le procédé de coagulation est défini comme une déstabilisation des particules en suspension par la neutralisation de leurs charges électriques, le plus souvent à l'aide de réactifs chimique nommée coagulant. (ider)

Les colloïdes portent des charges négatives situées à leur surface. Ces charges négatives attirent les ions positifs en solution dans l'eau. Ceux-ci sont étroitement collés au colloïde et forment la couche liée, qui attire à son tour des anions accompagnés d'une faible quantité des cations, Il y a donc formation d'une double couche ionique, l'un accompagnant la particule lors de ces déplacements, l'autre se déplaçant indépendamment ou avec un certain retard. (ider)

Après avoir subi le traitement de coagulation, l'eau va être transférée dans un autre bassin. C'est dans ce bassin où va commencer véritablement l'accrétion. En effet rien ne s'oppose plus alors au rassemblement des colloïdes neutralisé. Il faut donc maintenir une agitation lente pour favoriser les accrétions. Celle-ci est accélérée par l'ajout d'un polymère qui emprisonne les matières colloïdales agglomérées et formant ainsi des flocons volumineux qui se déposent par gravité. C'est le floc. (ider)

Le procédé de coagulation floculation, débouche sur la phase de séparation solide-liquide par décantation ou flottation et / ou filtration. Le dernier maillon de la filière étant le traitement de désinfection. (ider)

### **III.2.1.2.3 Les types de décanteurs**

a. **Décanteurs à écoulement horizontal (décanteurs couloirs) :** Il s'agit de décanteurs longitudinaux de forme parallélépipédique, où l'eau décantée est récupérée dans la partie aval tandis que les boues sont extraites au fond. La vitesse de sédimentation des particules du floc dépend de la surface de décantation, plutôt que de la hauteur du plan d'eau et du radier. L'eau traverse le décanteur horizontalement, permettant aux flocons de se déposer à la sortie. Ces décanteurs sont parfois équipés d'étages supplémentaires afin d'augmenter la surface de décantation. On distingue deux formes principales de décanteurs : les décanteurs rectangulaires et les décanteurs circulaires.

b. **Décanteurs à écoulement vertical :** Il s'agit d'ouvrages coniques, tronconiques ou pyramidales dans lesquels l'eau s'écoule verticalement à une vitesse de sédimentation supérieure à la vitesse d'ascension de l'eau. Ces ouvrages sont généralement utilisés pour les stations de traitement des eaux desservant de 1000 à 2000 habitants. Le temps de séjour de l'eau dans ces

ouvrages est généralement compris entre 1h30 et 2 heures, avec des boues extraites nécessitant une pente de fond de 60 degrés.

**c. Les décanteurs lamellaires :** Il s'agit d'ouvrages coniques, tronconiques ou pyramidaux dans lesquels l'eau s'écoule verticalement à une vitesse de sédimentation supérieure à la vitesse d'ascension de l'eau. Ces ouvrages sont généralement utilisés pour les stations de traitement des eaux desservant de 1000 à 2000 habitants. Le temps de séjour de l'eau dans ces ouvrages est généralement compris entre 1h30 et 2 heures, avec des boues extraites nécessitant une pente de fond de 60 degrés.

### **III.2.1.3 Traitement secondaire**

L'objectif de l'épuration biologique consiste à éliminer la matière polluante biodégradable présente dans l'eau domestique, qu'elle soit décantée ou non, en la transformant en matière en suspension, notamment des microorganismes et leurs déchets, qui peuvent être plus facilement récupérés.

#### **III.2.1.3.1 Boues activées**

- Principe de fonctionnement :

Après le traitement primaire, les eaux usées sont dirigées vers un bassin d'aération où elles sont mises en contact avec une biomasse responsable de l'épuration. Dans ce réacteur, la pollution dissoute est transformée en flocon de boues par assimilation bactérienne. Les flocons peuvent alors être séparés de l'eau traitée par décantation. La boue décantée est recirculée afin de permettre le réensemencement du bassin d'aération. Périodiquement, les boues en excès sont extraites pour rejoindre le traitement des boues. [8]

Le fonctionnement synchrone des aérateurs assure les réactions d'élimination de l'azote par nitrification, puis par dénitrification. L'installation d'un brasseur dans le bassin d'aération autorise en permanence un bon contact entre les bactéries et la pollution à éliminer. [8]

- Avantage :
  - ✓ Très bonne qualité de traitement.
  - ✓ Adaptation aisée au traitement du phosphore.
  - ✓ Filière adaptée aux charges organiques importantes et aux effluents concentrés.
  - ✓ Adaptation aux variations de charge.
- Inconvénients :
  - ✓ Coûts d'investissement et de fonctionnement élevés.
  - ✓ Exploitation rigoureuse nécessaire.

- ✓ Production de boues relativement importante.
- ✓ Faible rendement bactériologique ( $10^5$  à  $5.10^5$  en E. coli au rejet).

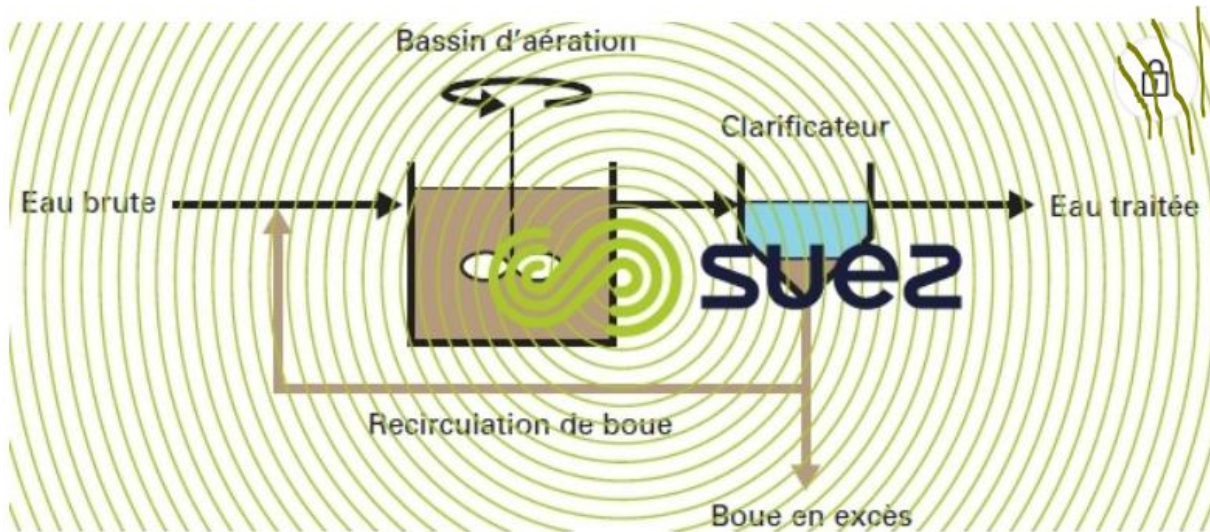


Figure III.3 : schéma de traitement par boues activées. [7]

### III.2.1.3.2 Lagunage

L'utilisation d'étangs naturels ou artificiels, comme milieu récepteur d'effluents bruts ou traités remontent à des temps anciens. Les premiers exemples récents du lagunage datent du début du XXe siècle. On distingue deux types de lagune :

- Les **lagunes naturelles**, anaérobies facultatives ou aérobies qui peuvent recevoir des effluents bruts ou prétraités. Alimentées d'effluents traités les lagunes naturelles sont nommées étangs de stabilisation. [8]
- Les **lagunes aérées** (avec aérateurs artificiels) qui constituent un dispositif très proche du procédé à boues activées à faible charge. [8]

### III.2.1.3.3 Lits bactériens

- ✓ Principe de fonctionnement et constitution :

On fait ruisseler l'eau à traiter, préalablement décantée, sur un garnissage poreux ou caverneux accumulé sur une hauteur convenable et qui sert de support aux micro-organismes épurateurs. [8]

L'aération provient du tirage naturel ; on assure quelquefois une ventilation forcée. La microflore se développe à la surface du support sous forme de pellicules membraneuses très riches en colonies microbiennes. [8]



La pollution contenue dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes épurateurs tandis qu'inversement les sous-produits et

Le dioxyde de carbone s'élimine dans les fluides en circulation.

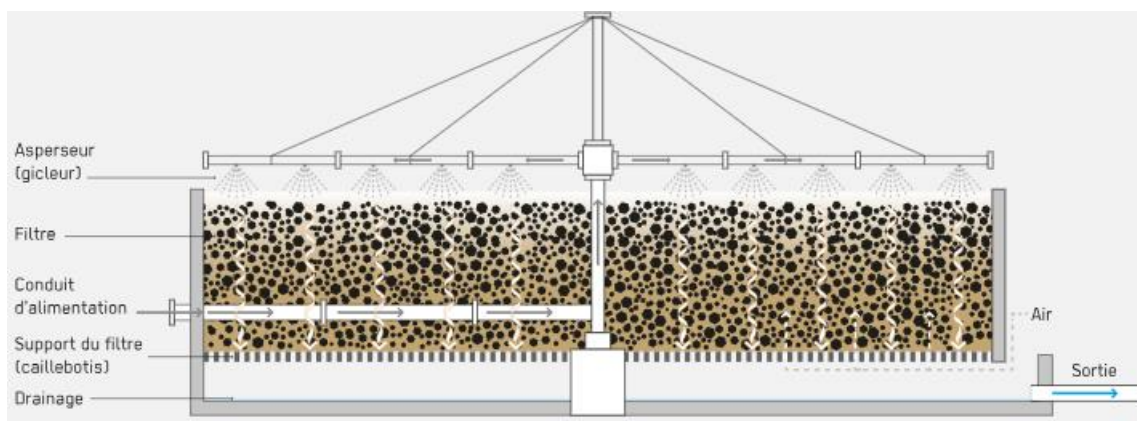
Selon l'épaisseur du film, une couche anaérobie peut apparaître sous la couche aérobie.

Le film biologique ou mucilage comporte des bactéries hétérotrophes généralement proches de la surface et des autotrophes (bactéries nitrifiantes) près du support.

Dans les couches supérieures, on note souvent la présence de champignons et, en surface, la présence d'algues.

- Avantage :
  - ✓ Système d'épuration robuste et simple nécessitant peu d'entretien et de contrôle.
  - ✓ Compacité des ouvrages pour les lits à remplissage plastique, peu sensibles au colmatage par ailleurs.
  - ✓ Faible dépense d'énergie réduite au pompage (alimentation, recyclage).
- Inconvénients :
  - ✓ Performances épuratoires moins élevées que les systèmes à boues activées.
  - ✓ Pour les lits classiques surtout : sensibilité au colmatage d'où nécessite prétraitements particulièrement performants et d'une décantation efficace.
  - ✓ Risques de sources d'odeurs non négligeables et de pullulation d'insectes divers.

Il existe également d'autres méthodes telles que : Infiltration-Percolation, Disques biologiques.....



**Figure III.4 : lit bactérien. [6]**

### III.2.1.4 Traitement tertiaire

Le traitement tertiaire est un traitement réalisé lorsque la présence de matière organique est difficile. Biodégradable. Cela dépend du type d'eaux usées et de la qualité de l'eau requise avant leur rejet. Réutilisation. Le coût des réactifs et du matériel est un facteur important dans la réalisation du traitement. La plupart des services ne l'utilisent donc pas. Un traitement tertiaire est en cours pour :

- ✓ L'élimination de MES, *DBO5*, DCO dure.
- ✓ Déphosphatation pour le traitement de la pollution phosphorée Décoloration.
- ✓ Elimination des métaux lourds, pesticides, anions, détergents.
- ✓ Nitrification/Dénitrification pour l'élimination de la pollution azotée.

La méthode la plus utilisée est la désinfection, on trouve :

- ✓ L'ozonation
- ✓ Désinfection par les rayonnements Ultra-violets
- ✓ Le chlore
- ✓ Désinfection par filtre à sable
- Désinfection par filtre sable :

Après traitement biologique des effluents bruts, les eaux traitées et décantées sont affinées par passage au travers d'un massif filtrant sableux suivant un fonctionnement sous pression (10 à 12 m/H). Les MES résiduelles sont en partie piégées, ce qui assure une rétention de microorganismes supportés par ces MES, le filtre à sable élimine 75% de la DCO dure et de 70 % à 90 % de la couleur ainsi que de 70% à 90% des métaux lourds. Le tableau ci-joint résume les avantages et inconvénients de cette méthode. [8]

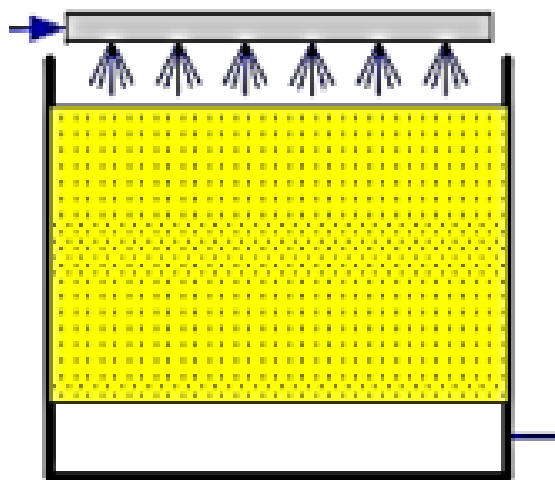


Figure III.5 : filtre à sable.

- L'ozonation :

C'est un agent désinfectant actif mais également un oxydant puissant de la matière organique et des réducteurs. Cette propriété peut le pénaliser pour son action de désinfection. Malgré un attrait indéniable du fait de ses performances sur les germes tests, de l'absence de contre-indication liée à un problème de toxicité permanent et aussi de sa plus grande efficacité dans l'élimination des virus que le chlore. L'ozonation est encore actuellement peu utilisée en raison du coût élevé de mise en œuvre qui s'avère un frein à son développement. [4]

- Désinfection par les rayonnements Ultra-violetts :

L'activité germicide des rayons ultra-violetts a fait l'objet de nombreuses polémiques. Sur la base de résultats des essais réalisés par l'Agence de l'Eau Rhône-Méditerranée-Corse sur le site de la station d'épuration de la Ville de Montpellier, il s'avère que le procédé UV peut conduire à des performances très intéressantes tant sur les germes tests que sur les pathogènes, dans la mesure où l'on se réserve une sécurité par rapport à la "dose" d'ultra-violetts. L'absence de danger sur le plan de la toxicité et une exploitation relativement simple sont des avantages non négligeables qui devraient être appréciés sur les petites installations. [4]

- Le chlore :

À l'état gazeux ou sous forme d'hypochlorite de sodium (eau de Javel) est actuellement le moyen de désinfection et de stérilisation le plus utilisé et le mieux maîtrisé. Le traitement de chloration n'a un sens que si l'on opère sur de l'eau préalablement bien épurée et clarifiée, l'effet stérilisant du chlore s'avérant d'autant plus efficace que l'épuration biologique est élevée (faible concentration en matière organique). Dans les eaux usées traitées sans nitrification poussée, l'ammoniac et le chlore se combinent pour former des chloramines (chlore actif combiné). L'inconvénient majeur du procédé de chloration réside dans la toxicité pour la faune et la flore du milieu récepteur du résiduel chloré et des sous-produits organiques halogènes susceptibles de se former. Par ailleurs, on attribue au chlore une activité virulicide relativement faible. [3]

### **III.3 Filières de traitement des boues d'épuration**

Le traitement des eaux usées urbaines et industrielles génère des quantités variables de boues, comprenant la boue primaire issue du décanteur primaire et la boue secondaire issue du traitement biologique. Ces boues sont généralement très liquides, souvent fermentescibles, porteuses de germes et d'agents photogènes, et elles ont tendance à produire de mauvaises odeurs. C'est pourquoi il est nécessaire de les traiter. Les objectifs du traitement des boues sont les suivants :

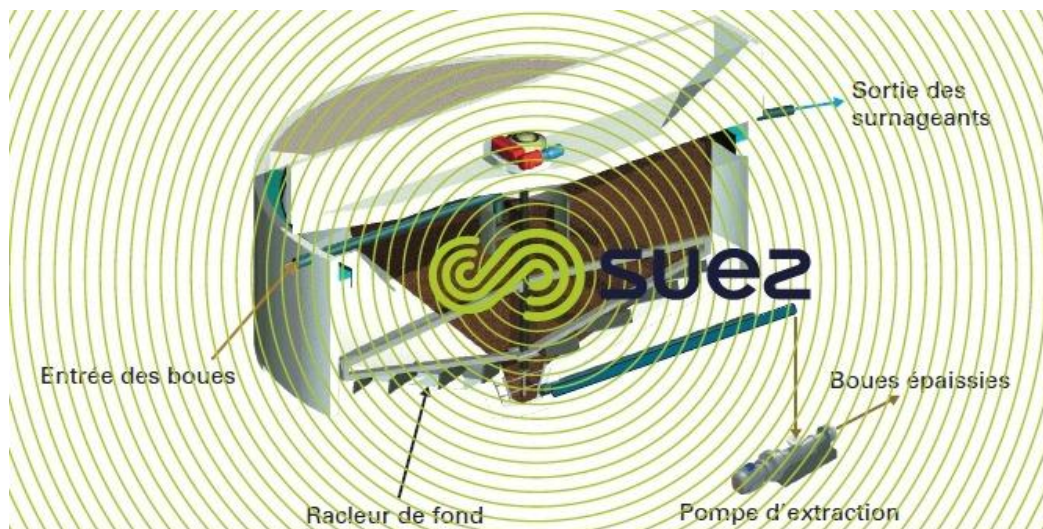
- ✓ La réduction du volume des boues.
- ✓ La réduction voire l'élimination du pouvoir fermentescible.
- ✓ La réduction du risque sanitaire et environnemental.

La filière de traitement des boues comprend en générale :

- **Epaississement**

L'épaississement est un processus utilisé dans le traitement des eaux usées pour augmenter la concentration des solides présents dans l'eau. L'objectif principal de cette étape est de réduire la quantité d'eau présente dans les boues ou les matières solides, ce qui facilite leur manipulation et leur élimination ultérieure.

Le processus d'épaississement implique généralement l'utilisation de dispositifs tels que des décanteurs ou des centrifugeuses pour séparer l'eau des solides. En conséquence, les boues deviennent plus épaisses, ce qui réduit la quantité totale de volume à traiter dans les étapes suivantes du traitement des eaux usées. Cette étape est essentielle pour optimiser l'efficacité du traitement des eaux usées et réduire les coûts de gestion des déchets solides.



**Figure III.6 :** coupe épaisseur statique.

- **Séchage des boues**

Le séchage des boues est une phase ultérieure du traitement des eaux usées, qui intervient après l'épaississement. Son objectif principal est de réduire davantage la teneur en eau des boues résiduelles, ce qui les rend plus solides et plus faciles à manipuler.

Le processus de séchage des boues peut être réalisé de différentes manières. Certaines méthodes courantes incluent l'utilisation de séchoirs thermiques, de filtres à bande, de centrifugeuses ou même l'exposition des boues à l'air libre pour favoriser l'évaporation de l'eau.

En conséquence, le pourcentage d'humidité dans les boues diminue considérablement, ce qui réduit leur volume et leur poids.

Les boues séchées ont de multiples avantages, notamment une réduction de leur encombrement pour le stockage ou l'élimination, une meilleure stabilité chimique, et parfois même la possibilité d'être utilisées à des fins de valorisation, par exemple en tant qu'amendement du sol ou comme source d'énergie. Le séchage des boues est donc une étape importante du traitement des eaux usées pour gérer efficacement les déchets solides générés par ce processus.



**Figure III.7 :** lit de de séchage.

### **III.4 Conclusion**

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

## **Chapitre IV : Estimation des données.**

### IV.1 Introduction

Dans les projets de conception de stations d'épuration, il est crucial d'évaluer le débit et les caractéristiques (charge polluante) des eaux usées à traiter, car ce sont des facteurs fondamentaux pour déterminer la taille du projet de station.

### IV.2 Estimation des besoins en futur

Pour calculer les besoins en eau nous nous appuyons sur deux types de consommations :

- La consommation domestique.
- La consommation des équipements.

#### IV.2.1 Besoins domestique

Nous avons pris comme dotation théorique pour l'estimation des besoins de la population la valeur de 160 l/hab/j pour l'estimation des besoins futurs.

$$Q_j = N_{hab} * dot$$

Avec :

$Q_j$  : La consommation journalier (m<sup>3</sup>/j).

$N$  : Population.

$Dot$  : la dotation (l/j/habitant)

**Tableau IV.1** : Consommation en eau de la ville de BORDJ-GHEDIR.

Horizon	2053
Population	59263
Dotation (l/j/habitant)	160
Consommation journalière $Q_{moy, j}$ (m <sup>3</sup> /j)	9482.08

(DRE BBA)

D'après la DRE de Bordj Bouariridj le taux d'accroissement égal ( $X= 1.013 \%$ ) pour différents horizons d'études ( $X= 1.013 \%$  taux d'accroissement de la commune).

#### IV.2.2 Besoins des équipements

##### - Besoins Scolaires et culturels

L'enseignement primaire : 19 primaires dont le nombre d'élèves est de 2873 élèves.

L'enseignement CEM : 03 CEM dont le nombre d'élèves est de 2155 élèves.

L'enseignement secondaire : 03 Lycées dont le nombre d'élèves est de 1455 élèves.



Centre de formation CFPA : 123 stagiaires.

**Tableau IV .2 : Besoins en eau des établissements scolaires.**

<b>Etablissement scolaire</b>	<b>Nombre d'élèves+ Employés</b>	<b>Dotation (l/élève/j)</b>	<b>Consommation (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>
Primaire	2873	<b>20</b>	57.46	<b>117.57</b>
CEM	2155	<b>20</b>	43.1	
Cycle secondaire	1455	<b>20</b>	14.55	
Centre de formation	123	<b>20</b>	2.46	

(DRE BBA)

**- Besoins Sanitaires**

La commune de Bordj Ghedir dispose :

Une maternité, 02 polycliniques et de 04 salles de soins, 09 cabinets médecins, 04 cabinets dentaires et 05 pharmacie dont le total est de 25 à raison de 40 personnes/jour.

**Tableau IV .3 : Besoins sanitaires.**

<b>Etablissement</b>	<b>Personnes /jour</b>	<b>Dotation (l/pers/j)</b>	<b>Consommation (m<sup>3</sup>/j)</b>
Sanitaires le total 25	40	<b>50</b>	<b>50</b>

(DRE BBA)

**- Douches et hammam**

La commune de Bordj Ghedir compte 13 douches et hammams possédant une capacité moyenne globale de 100 personnes/jour.



**Tableau IV .4 :** Besoins en eau des douches et hammams.

<b>Nombre de douches et hamam</b>	<b>Nombre de personnes/j</b>	<b>Dotation (l/pers/j)</b>	<b>Consommation (m<sup>3</sup>/j)</b>
<b>13</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>13</b>

(DRE BBA)

**- Besoins en eau des cafétérias**

La commune dispose d'un nombre de 19 cafeterias

**Tableau IV .5 :** Besoins en eau des cafétérias.

<b>café</b>	<b>l/café/j</b>	<b>Consommation (m3/j)</b>
<b>19</b>	<b>300</b>	<b>5,7</b>

(DRE BBA)

**- Besoins en eau des restaurants**

**Tableau IV .6 :** Besoins en eau des restaurants.

<b>Restaurant et Fast Food</b>	<b>Nombre de repas/j</b>	<b>l/repas/j</b>	<b>Consommation (m3/j)</b>
<b>07</b>	<b>50</b>	<b>35</b>	<b>12,25</b>

(DRE BBA)

**- Mosquées**

La commune de Bordj Ghedir dispose de 19 mosquées à l'heure actuelle.

**Tableau IV .7 :** Besoins en eau des mosquées.

<b>Nombre de mosquées</b>	<b>Nombre de fidèles (pers/unité)</b>	<b>Dotation (l/fidèle/j)</b>	<b>Consommation (m<sup>3</sup>/j)</b>
<b>19</b>	<b>400</b>	<b>10</b>	<b>76</b>

(DRE BBA)

**- Besoins administratifs**

**Tableau IV .8: Besoins administratifs et sportifs.**

<b>Equipements</b>	<b>Nombre d'employés</b>	<b>Dotation (l/j/pers)</b>	<b>Consommation (m<sup>3</sup>/j)</b>
<b>Siège d'APC</b>	<b>259</b>	<b>15</b>	<b>3,9</b>
<b>Siège DAIRA</b>	<b>35</b>	<b>15</b>	<b>0,525</b>
<b>Subdivision ressources en eau</b>	<b>06</b>	<b>15</b>	<b>0,09</b>
<b>Subdivision agriculture</b>	<b>06</b>	<b>15</b>	<b>0,09</b>
<b>Subdivision travaux publics</b>	<b>11</b>	<b>15</b>	<b>0,165</b>
<b>Inspection impôts</b>	<b>11</b>	<b>15</b>	<b>0,165</b>
<b>Siège de PTT</b>	<b>08</b>	<b>15</b>	<b>0,12</b>
<b>Circonscription des forets</b>	<b>12</b>	<b>15</b>	<b>0,18</b>
<b>Stade sportif</b>	<b>6400</b>	<b>50</b>	<b>320</b>
<b>Maison de jeune</b>	<b>200</b>	<b>15</b>	<b>3</b>
<b>Total</b>			<b>328.88</b>

(DRE BBA)

**- Consommations totales des équipements**

**Tableau IV .9 : Récapitulatif des besoins des équipements en m3/ j**

<b>Equipements</b>	<b>Scolair</b>	<b>Douche</b>	<b>mosq</b>	<b>Café</b>	<b>Resta</b>	<b>Sani</b>	<b>Admistr et sportif</b>	<b>Total equip</b>
<b>Consomations (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>117.57</b>	<b>13</b>	<b>76</b>	<b>5,7</b>	<b>12,25</b>	<b>50</b>	<b>328.88</b>	<b>603.4</b>

(DRE BBA)

**IV.2.3 Calcul les besoins totaux**

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

$$Q_{moy. j. tot} = Q_{moy. dom} + Q_{moy. équi}$$

Donc on aura pour l'horizon 2053 :

$$Q_{moy} = 603.4 + 9482.08 = 10085.48m^3/j$$

Pour éviter le risque des fuites et de gaspillage on fait une majoration de 10% donc on aura  
Pour l'horizon 2053 :

$$Q_{moy} = 10085.48 * 1.10 = 11094.03m^3/j$$

### **IV.3 Calcul des débits des eaux usées évacués**

#### **IV.3.1 Débit journalier moyen**

$$Q_{j. moy} = Q_{moy. cons} * Cr$$

Avec :

$Q_{moy,j}$ : Débit moyen journalier rejetée ( $m^3/j$ ).

Cr : Coefficient de rejet (0,80).

$Q_j$  : La consommation journalière ( $m^3/j$ ).

$$Q_{j. moy} = 11094.03 * 0.80 = 8875.22m^3/j$$

#### **IV.3.2 Débit moyen horaire**

$$Q_{moy. h} = \frac{Q_{moy. j}}{24} = \frac{8875.22}{24} = 369.8m^3/h$$

Avec :

$Q_{moy,h}$ : débit moyen horaire ( $m^3/h$ ).

$Q_{moy,j}$ : débit moyen journalier ( $m^3/j$ ).

#### **IV.3.3 Calcul du débit de point**

On distingue le débit suivant :

##### **Débit de point**

Il est donné par la formule :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy. j}$$

Avec :

$Q_{pts}$  : débit de point par temps sec.

$K_p$  : coefficient de pointe.

$Q_{moy, j}$  : débit moyen journalier des eaux usées ( $m^3/j$ ).



#### IV.5 Caractéristiques des eaux usées de la ville de Bordj Ghedir

Le tableau suivant présente les résultats moyens d'analyses journalier des eaux usées de Bordj ghedir.

**Tableau IV .10 : les concentrations des effluents.**

Paramètre	Unité	Les concentrations	Les normes de rejets
DCO	mg/l	621.3	120
DBO5	mg/l	456.92	35
MES	mg/l	546.9	35
N	mg/l	117.2	30
Ph	-	7.74	6,5 à 8,5

La biodégradabilité K donné par le rapport **K= rapport (DCO/DBO5)**.

$$K = \frac{621.3}{456.92} = 1.35 < 2.5$$

Ce qui indique que nous sommes face à une eau facilement voire moyennement biodégradable.

En remarque que les concentrations des polluants de l'effluent (DCO, MES, DBO<sub>5</sub>,N) sont supérieurs aux normes de rejeté milieu naturel et aux normes de réutilisation en irrigation ce qui nous impose de faire une épuration de ces eaux usées, nous proposent alors la filière de traitement suivant.

a) Prétraitements comprenant :

- Un dégrilleur fin et grossier
- Un déssableur-déshuilleur

b) le traitement primaire

- décanteur primaire

c) Le traitement secondaire comprenant

- Un bassin d'aération à moyenne charge.
- Un clarificateur

d) Le traitement complémentaire tertiaire comprenant :

- filtre à sable

f) Le traitement des boues résiduelles comprenant :

- Un épaisseur
- Stabilisation aérobie
- Déshydratation mécanique

#### **IV.6 Conclusion :**

Les eaux usées de la commune de Bordj Ghedir ne peuvent ni n'être rejetées dans un milieu naturel ni être réutilisées sans traitement préalable, d'où la nécessité de réaliser une station de traitement des eaux usées urbaines.

# **Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration.**

**V.1 Introduction**

Après avoir obtenu le débit de rejet et les paramètres de pollutions, on peut dimensionner la STEP de la commune de BORDJ-GHEDIR.

Dans le tableau suivant on a résumé les paramètres et les débits qui facilitent la détermination des dimensions des ouvrages dans la STEP de BORDJ-GHEDIR.

**Tableau V.1:** Les données de bases pour le dimensionnement de la STEP.

Paramètres	Horizon 2053
Types des réseaux	Unitaire
Nature des eaux usées	Domestique
Habitants (Hab)	59 263
Equivalent Habitant (Eq.hab)	69 338
Dotation (L/hab/j)	160
Coefficient de retour à l'égout (%)	80
Débit moyen journalier ( $m^3/j$ )	8875.22
Débit moyen horaire ( $m^3/h$ )	369.8
Débit de pointe par temps sec ( $m^3/h$ )	647.15
Débit de pointe par temps de pluie ( $m^3/h$ )	1941.45
Concentration en <b>DBO5</b> (Demande biologique en oxygène à 5jours)(mg/l)	456.92
Concentration en DCO (demande chimique en Oxygène) (mg/l)	621.3
Concentration en MES (Matières En Suspension) (mg/l)	546.9
N( mg/l)	117.2



**V.2 L'évaluation des charges polluantes**

Les charges polluantes sont calculées par la formule suivante :

$$L \text{ (Kg/j)} = C \text{ (polluant)} \times Q_{\text{moy.j}}$$

Avec :

L : Charge polluante en (Kg/j).

C (polluant) : la concentration moyenne de polluant en Kg/m<sup>3</sup> sellent les analyses des eaux usées.

Q<sub>moy.j</sub>: débit moyen qui arrive à la STEP en m<sup>3</sup>/j.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des charges polluantes :

**Tableau V.2 : Quantité des charges polluantes.**

Horizon (2053)	Concentration en (mg/l)	Débit moyen journalier Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Charges polluantes en (Kg/j)
MES	546.9	8875.22	4853.86
DCO	621.3		5514.17
DBO5	456.92		4055.26
N	117.2		1040.17

### V.3 Dimensionnement de la STEP

#### V.3.1 Dimensionnement de prétraitement

##### V.3.1.1 Dégrillage

Pour calculer les paramètres de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER :

- Largeur de la grille :

La largeur de la grille est donnée par l'expression suivante :  $B = \frac{S \times \sin a}{h_{\max} \times (1 - \beta) \times \sigma}$

Avec :

**B** : Largeur de la grille

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

**h<sub>max</sub>** : Hauteur maximum admissible de l'eau sur une grille, h<sub>max</sub> = (0,15 à 1,5).

**β** : Fraction de surface occupée par des barreaux,  $\beta = \frac{d}{d+e}$

**d** : Epaisseur des barreaux (cm).

**e** : Espacement des barreaux (cm).

Le tableau suivant donne les diamètres et l'espacement des grilles.

**Tableau V.3** : Diamètres et espacement des barres de grille grossière et fin.

Paramètre	Grille grossière	Grille fine
d (cm)	2	1
e (cm)	5 à 10	2

**σ** : Coefficient de colmatage de grille.

- Une grille manuelle,  $\sigma = (0,1 \text{ à } 0,3)$ .
- Une grille mécanique,  $\sigma = (0,4 \text{ à } 0,5)$ .

- Surface de la grille :

La surface de la grille est donnée par l'expression suivante :  $S = \frac{Q_{ptp}}{V_e}$

Avec :

S : Surface de passage de l'effluent.

$Q_{ptp}$  : Débit de pointe de temps de pluie (m<sup>3</sup>/s).

$V_e$  : vitesse de l'écoulement à travers de la grille ;  $V_e = (0.6 \text{ à } 1) \text{ m/s}$ .

### V.3.1.1.1 Dimensionnement du dégrillage grossier

Le tableau suivant présente Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier.

**Tableau V.4** : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier.

Paramètre	$Q_{ptp}$ (m <sup>3</sup> /h)	$V_e$ (m/s)	$\alpha$ (°)	$h_{max}$ (m)	$d$ (cm)	$e$ (cm)	$\beta$	$\sigma$
Valeur	1941.45	1	60	1	2	5	0.28	0.5

- Largeur de la grille :

$$B = \frac{Q_{ptp} \times \sin a}{v \times h_{max} \times (1 - \beta) \times \sigma} = \frac{1941.45 \times \sin 60}{1 \times 1 \times (1 - 0.23) \times 0.45 \times 3600} = 1.21m$$

- Longueur de la grille :
  - La longueur mouille de la grille ( $L_0$ ) :

$$\sin \alpha = h_{max} / L_0$$

Alors :

$$L_0 = h_{max} / \sin 60 = 1 / \sin 60 = 1.15m.$$

- La longueur de la grille (L) :

$$L = L_0 + 0,5$$

Donc :

$$L = 1,15 + 0,5 = 1.65 \text{ m}$$

- La surface de la grille :

$$Sg = L * B = 2 m^2$$

**V.3.1.1.2 Dimensionnement du dégrillage fin**

Le dimensionnement du dégrillage fin est réalisé à l'aide des données suivante :

**Tableau V.5 :** Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin.

Paramètre	Q <sub>ptp</sub> (m <sup>3</sup> /h)	v (m/s)	α (°)	h <sub>max</sub> (m)	d (cm)	e (cm)	β	σ
Valeur	1941.45	1	60	1	1	2	0,33	0,45

- Largeur de la grille :

$$B = \frac{Q_{ptp} \times \sin a}{v \times h_{max} \times (1 - \beta) \times \sigma} = B = \frac{1941.45 \times \sin 60}{1 \times 1 \times (1 - 0.33) \times 0.45 \times 3600} = 1.55m$$

- Surface de passage de l'effluent :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V_e} = \frac{1941.45}{1 \times 3600} = 0.54m^2$$

- Longueur de la grille :

- La longueur mouille de la grille (L0) :

$$\sin \alpha = h_{max} / L0$$

Alors :

$$L0 = h_{max} / \sin 60 = 1 / \sin 60 = 1.15m.$$

- La longueur de la grille (L) :

$$L = L0 + 0,5$$

Donc :

$$L = 1,15 + 0,5 = 1.65 m$$

- Surface de la grille

$$S = B * L = 2.55m^2$$

### V.3.1.1.3 Calcul des pertes des charges de la grille

On va calculer les pertes de charge à l'aide de la relation de **KIRSCHMER** suivante :

$$\Delta H = \delta \times \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} \times \frac{v^2}{2g} \times \sin a$$

Avec :

$\Delta H$  : la perte de charge (m).

$\delta$  : Le coefficient de forme des barreaux dépend de **Tableau**.

$g$  : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>).

d/e : Epaisseur des barreaux / espacement entre les barreaux (cm).

V : Vitesse d'écoulement dans la grille (0,8 m/s).

a : Angle d'inclinaison de la grille avec horizontal ( $a = 60^\circ$ ).

**Tableau V.6** : Valeur de  $\delta$ .

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

On prend une Section circulaire avec  $\delta = 1,79$

- Perte de charge de dégrilleur grossier :

$$\Delta H = 1,79 \times \left(\frac{2}{7}\right)^{4/3} \times \frac{1^2}{2 \times 9,81} \times \sin 60 = 0,015 \text{ m} \quad \Delta H = 1,5 \text{ cm}$$

- Perte de charge de dégrilleur fin :

$$\Delta H = 1,79 \times \left(\frac{1}{2}\right)^{4/3} \times \frac{1^2}{2 \times 9,81} \times \sin 60 = 0,031 \text{ m} \quad \Delta H = 3,1 \text{ cm}$$

**V.3.1.1.4 Calcul des volumes de déchets retenus au niveau des grilles**

Le volume retenues par le dégrilleur est en rapport avec l'espacement des barreaux et la qualité des eaux usées tel que :

$$\frac{12}{e} < V_{ret} < \frac{15}{e}$$

Le volume des déchets donné par les expressions suivants :

$$V_{max} = \frac{N \cdot V_{ret. max} * 10^{-3}}{365}$$

$$V_{min} = \frac{N \cdot V_{ret. min} * 10^{-3}}{365}$$

Avec :

N : nombre d'équivalent habitant

$V_{ret.max}$  : Le volume maximum retenu par la grille par habitant.

$V_{ret.min}$  : Le volume minimum retenu par la grille par habitant.

$V_{max}$  : Le volume maximum par la grille par jour.

$V_{min}$  : Le volume minimum par la grille par jour.

e : espacement des barreaux.

- **Grille grossière**

$$V_{ret. max} = \frac{15}{7} = 2.14 \text{ Litres/eq/an}$$

$$V_{ret. min} = \frac{12}{7} = 1.71 \text{ Litres/eq/an}$$

Donc

$$V_{max} = \frac{69338 * 2.14 * 10^{-3}}{365} = 0.41 \text{m}^3/\text{j}$$

$$V_{min} = \frac{69338 * 1.71 * 10^{-3}}{365} = 0.32 \text{m}^3/\text{j}$$

- Grille fine :

$$V_{ret. max} = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ Litres/eq/an}$$

$$V_{ret. min} = \frac{12}{2} = 6 \text{ Litres/eq/an}$$

Donc :

$$V_{max} = \frac{69338 * 7.5 * 10^{-3}}{365} = 1.42 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{min} = \frac{69338 * 6.0 * 10^{-3}}{365} = 1.14 \text{ m}^3/\text{j}$$

#### V.3.1.1.5 Fiche technique de dégrilleur

Tableau V.7 : les résultats des calculs de dégrilleur.

Horizon 2053 avec $Q_{ptp} = 1941.45 \text{ m}^3/\text{h}$			
Paramètre	Unité	Grossière	Fin
La hauteur d'eau ( $h_{max}$ )	m	1	1
Epaisseur des barreaux (d)	Cm	2	1
Espacement des barreaux (e)	Cm	7	2
Largeur de la grille (B)	m	1.35	1.55
Longueur de la grille (L)	m	1,65	1,65
Surface (S)	$\text{m}^2$	2	2.55
Perte de charge ( $\Delta H$ )	cm	1,5	3,1
Volume maximal des déchets ( $V_{max}$ )	$\text{m}^3/\text{j}$	0.41	1.42
Volume minimal des déchets ( $V_{min}$ )	$\text{m}^3/\text{j}$	0.32	1.14

**V.3.1.2 Dessableur-Déhuilleur**

Dans le cas des eaux usées urbaines le dessableur et le dégraisseur sont réalisées dans le même ouvrage à condition de prendre l'ouvrage dont le volume est plus grand (généralement le dégraisseur).

**V.3.1.2.1 Dimensionnement du bassin dessableur-dégraisseur**

Pour assurer le bon fonctionnement de dessableur-déshuilleur, il faut assurer cette condition :

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s}$$

Avec :

L : Longueur du bassin (m).

H : Profondeur du bassin (H = 1 à 3 m).

Ve : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est  $V_e = 0,2$  à  $0,5$  m/s).

Vs : la vitesse de sédimentation (vitesse  $V_s = 10$  à  $15$  m/h).

L/H : varier de 10 à 15.

Ts : Le temps de séjour de 8 à 15 minutes pour le dégraisseur.

**Tableau V.8 :** Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage.

Paramètre	Q <sub>ptp</sub> (m <sup>3</sup> /h)	H (m)	Ve (m/s)	Vs (m/h)	L/H	Ts (min)
Valeur	1941.45	2.5	0,4	15	10	15

- Volume du dessableur :

$$V = Q_{ptp} * T_s = \frac{1941.45 * 15}{60} = 485.6m^3$$

- La surface horizontale (Sh) :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{485.6}{2.5} = 194.24m^2$$



- La longueur (L) :

$$L * H = 10$$

Donc :

$$L = 10 * H = 10 * 2.5 = 25\text{m}$$

- La largeur (l) :

$$S_h = L * l$$

D'où

$$l = \frac{S_h}{L} = \frac{194.24}{25} = 7.77\text{m}$$

- Vérification de la condition :

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s}$$

- $L / H = 25 / 2,5 = 10.$
- $V_e / V_s = 0,4 / (15/3600) = 96.$

Donc :

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \rightarrow 10 < 96$$

Alors la condition est vérifiée largement.

### **V.3.1.2.2 Le volume d'air à insuffler dans le déssableur**

C'est la quantité d'air nécessaire pour assurer la remonter des graisses sur la surface du bassin,

Le volume d'air varie de 1 à 1.5 m<sup>3</sup>d'air / m<sup>3</sup>d'eau,

On prend  $V_{\text{air}} = 1.5 \text{ m}^3\text{d'air} / \text{m}^3\text{d'eau}.$

$$Q_{\text{air}} = Q_{\text{pt.p}} * V_{\text{air}} = 0.54 * 1.5 = 0.539\text{m}^3/\text{s} = 46569.6\text{m}^3/\text{j}$$

**V.3.1.2.3 Volume du sable retenu**

Le volume du sable retenu par le déssableur donné par l'expression suivante :

$$W_s = N \times Q$$

Avec :

$W_s$  : Volume du sable retenu.

$N$  : Nombre d'habitant  $N = 59\,263$  hab.

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

On prend:  $Q = 12$  l / hab /an.

$$W_s = 59\,263 \times 12 = 711\,156 \text{ l /an.}$$

$$W_s = 711.156 \text{ m}^3 \text{ /an}$$

**V.3.1.2.4 Calcul des charges polluantes à la sortie du déssableur**

Le déssableur élimine 80% de la matière minérale existant dans les eaux usées. La matière minérale représente 20% de la charge en matière en suspension (MES), les 80% restants, représentent les matières volatiles en suspension (MVS).

$$\text{MES} = 80\% \text{ MVS} + 20\% \text{ MM}$$

Avec :

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

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

MMSe : Les matières minérales éliminées par le déssableur.

MVS : matières volatiles en suspension.

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

- On calcule les quantités des matières éliminées par le déssableur :

$$\text{MMS entrée} = 0.2 \times \text{MES} = 0.2 \times 4853.86 = 970.77 \text{ kg/j}$$

$$\text{MMS sortie} = 0.2 \times \text{MMS entrée} = 0.2 \times 970.77 = 194 \text{ kg/j}$$

$$\text{MMSe} = \text{MMS entrée} - \text{MMS sortie} = 970.77 - 194 = 776.77 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS entrée} = \text{MVS sortie} = 0.8 \times \text{MES} = 0.8 \times 4853.86 = 3883.09 \text{ kg/j}$$

$$\text{MES sorties} = \text{MMS sortie} + \text{MVS sortie} = 194 + 3883.09 = 4077.09 \text{ kg/j}$$

- On calcule les quantités de DCO éliminées par le déssableur.

Le dégraisseur élimine 80% de la graisse, et la graisse représente 35% de la DCO des eaux usées, donc le dégraisseur élimine 28% de la DCO.

$$\text{DCO}_{\text{sortie}} = 5514.55 * 0.72 = 3970.476 \text{ kg/j.}$$

$$\text{DCO}_{\text{éliminée}} = \text{DCO}_{\text{entrée}} - \text{DCO}_{\text{sortie}} = 5514.17 - 0.72*5514.17=1546.977 \text{ kg /j.}$$

### V.3.1.2.5 Fiche technique de déssableur-déshuileur

**Tableau V.9** : dimensionnement d'un déssableur-dégraisseur.

Paramètres	Unité	Horizon
		2053
Volume (m)	m <sup>3</sup>	485.6
Surface horizontale ( $S_h$ )	m <sup>2</sup>	194.24
Hauteur (H)	m	2.5
Longueur (L)	m	25
Largeur (l)	m	7.77
Temps de séjour par temps sec ( $t_s$ )	min	15
Volume d'air à insuffler ( $Q_{air}$ )	m <sup>3</sup> d'air/h	1940
Matières minérales totales (MM)	Kg/j	970.77
Matières volatiles en suspension (MVS)	Kg/j	3883.09
Matières minérales éliminées ( $MM_e$ )	Kg/j	776.77
Matières minérales à la sortie ( $MM_s$ )	Kg/j	194
MES sortants ( $MES_s$ )	Kg/j	4077.09
DCO éliminée	Kg/j	1546.977
DCO sortie	Kg/j	3970.20

**V.3.2 Traitement primaire (décanteur primaire)**

**V.3.2.1 Dimensionnement de décanteur primaire**

La forme circulaire est plus forme avantageuse de côté économique.

- Le temps de séjour est compris entre 1 et 2 heures.
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2 m.
- Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport  $Q_{pts} / Q_{moyh}$ .

- La surface horizontale SH de décanteur :

On a:

$$V_{lim} = \frac{Q_{pts}}{Sh} \text{ m/h} \rightarrow Sh = \frac{Q_{pts}}{V_{lim}} m^2$$

Avec :

$Q_{pts}$  : Débit de pointe par temps sec.

$Sh$  : Surface horizontale du décanteur.

**Tableau V.10** : Les valeurs limite de chute en fonction de K.

<b>K = <math>Q_{pts} / Q_{moyh}</math></b>	2,5	3	5	8	10
<b>Vlim (m/h)</b>	2	2,5	3,75	5	6

- $Q_{moyh}$  : Débit moyen horaire = 369.8 m<sup>3</sup>/h.
- $Q_{pts}$  : Débit de point au temps sec = 647.15 m<sup>3</sup>/h.

$$k = \frac{647.15}{369.8} = 1.75$$

Donc d'après ce tableau : la vitesse limite de chute  $V_{lim} = 2 \text{ m/h}$ .

$$Sh = \frac{Q_{ptp}}{V_{lim}} = \frac{1941.45}{2} = 970.73m.$$

- Le volume de décanteur  $V_{dec}$  :

On prend  $T_s = 2h$ .

$$V = Q_{ptp} * T_s = 1941.45 * 2 = 3882.9m^3$$

- La hauteur du décanteur :

$$H = \frac{V_{dec}}{Sh} = \frac{3882.9}{970.73} = 4m$$

- Diamètre de décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{SH \times 4}{3,14}} = \sqrt{\frac{970.73 \times 4}{3,14}} = 35.17m$$

### V.3.2.2 Calcule les charges polluantes

**Tableau V.11:** Bilan de charges polluantes dans l'étape de traitement primaire.

Polluant	Charge entrante (Kg/j)	Pourcentage d'élimination (%)	Charge éliminé (Kg/j)	Charge sortante (Kg/j)
DBO5	4055.26	35	1419.34	2635.919
DCO	3970.20	35	1389.57	2580.63
MES	4077.09	60	2446.25	1630.84

## V.3.2.3 Fiche technique de décanteur

Tableau V.12 : résultats de calcul du décanteur primaire.

Paramètre	Unité	Horizon 2053
Volume (V)	m <sup>3</sup>	3882.9
Surface horizontale (Sh)	m <sup>2</sup>	970.73
Hauteur (H)	m	4
Le diamètre (D)	m	35.17
Temps de séjour pour le débit de pointe en temps de pluie (T <sub>s</sub> )	h	2
Temps de séjour pour le débit moyen horaire (T <sub>s</sub> )	h	10.5
Nombre des décanteurs	-	1

## V.3.3 Traitement secondaire

Dans le traitement biologique des eaux usées, on fait généralement appel aux processus aérobies par les quels les bactéries provoquent une oxydation directe des matières organiques à partir de l'oxygène dissous dans l'eau.

On a choisi le traitement à moyenne charge car la ville de Borj ghedir est une grande ville qui se développe au futur du temps, ce qui implique que la population va augmenté ainsi que les charges polluantes c'est ce qui explique notre choix.

Le traitement biologique à moyenne charge. C'est à dire  $C_v = 0.7 - 1.5$ . On prend  $0.7 \text{ kg DBO}_5/\text{J.m}^3$ , suivi d'un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation des eaux épurées avec les boues.

Une partie des boues produite sera recyclée depuis le clarificateur vers le bassin d'aération pour maintenir l'activité biologique.

Par ailleurs, l'excès de boues sera conduit vers la filière de traitement des boues.

Donc :

- ✓  $C_v = 0.7 \text{ kg DBO}_5/\text{J.m}^3$
- ✓  $C_m = 0.25 \text{ kg DBO}_5/\text{kg MVS/J}$

**V.3.3.1 Détermination du rendement d'élimination :**

$$R = \frac{\text{la concentration de DBO5entrée} - \text{la concentration de la DBO5sortie}}{\text{la concentration de DBO5entrée}} * 100$$

$$R = \frac{296.99 - 30}{296.99} * 100 = 89.89\%$$

**V.3.3.2 Dimensionnement de bassin d'aération**

- **Volume du bassin**

Le volume du bassin est déduit de la charge volumique Cv :

$$CV = \frac{DBO5\text{entrée}}{V}$$

Avec :

CV: La charge volumique en (Kg DBO5. m-3j-1).

DBO5 : La charge en DBO5 à l'entrée du bassin d'aération en (Kg/j).

V : Le volume du bassin en (m3).

Donc :

$$V = \frac{DBO5}{CV} = \frac{2635.919}{0.7} = 3765.59m^3$$

- **La hauteur de bassin :**

H est compris entre 3 et 5 m, on prend H = 4m.

- **La surface horizontale de bassin :**

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{3765.59}{4} = 941.47m^2$$

- **Longueur et Largeur du bassin :**

On pose :  $L = 2 * l$

Avec :

L : longueur du bassin.

l : largeur du bassin.

- Largeur du bassin (l) :

$$Sh = L * l = 2 * l^2 \rightarrow l = \sqrt{\frac{Sh}{2}}$$

Donc :

$$l = \sqrt{\frac{Sh}{2}} = \sqrt{\frac{941.47}{2}} = 21.69m$$

- Longueur du bassin (L) :

$$L = 1 * 2 = 21.69 * 2 = 43.38 \text{ m}$$

- **Le temps de séjour :**

$$ts = \frac{V}{Qps} = \frac{3765.59}{647.15} = 5.81h$$

### V.3.3.3 Calcul des charger polluantes

- La charge de DBO5 éliminé (Le) :

$$Lé = R * L0 = 0.8989 * 2635.919 = 2369.43kg/j$$

- La charger de DBO5 sortie (Ls) :

$$Ls = L0 - Le = 2635.919 - 2369.43 = 266.165kg/j$$

### V.3.3.4 La masse des boues dans le bassin (Xa)

$$Cm = \frac{L0}{Xa} \rightarrow Xa = \frac{L0}{Cm} = \frac{2635.919}{0.25} = 10543.67Kg$$

### V.3.3.5 La concentration des boues dans le bassin [Xa]

$$[Xa] = \frac{Xa}{V} = \frac{10543.67}{3765.59} = 2.8kg/m^3$$



## V.3.3.6 Fiche technique de bassin d'aération

Tableau V.13: Résultats de calcul.

Paramètre	Unité	Horizon 2053
Volume	m <sup>3</sup>	3765.59
Surface	m <sup>2</sup>	941.47
Hauteur	m	4
Longueur	m	43.38
Largeur	m	21.69
Charge DBO5 éliminé	Kg/j	2369.43
Charge DBO5 sortie	Kg/j	266.165
Temps de séjours	h	5.81
La masse des boues dans le bassin	kg	10543.67
Concentration des boues dans le bassin	Kg/m <sup>3</sup>	2.8

- Dimensionnement de bassin d'anoxie :

Le critère âge total de boues (ou charge massique) reste le critère de base à respecter. Le volume de l'ensemble (bassin d'aération + bassin d'anoxie en tête) est égal au volume du bassin d'aération d'un bassin unique. Le volume du bassin d'anoxie est calculé avec la relation suivante :

$$V_{\text{anoxie}} = \frac{Q(S(\text{NO}_3)_{\text{entrée}} - S(\text{NO}_3)_{\text{sortie}})}{X \cdot V_{\text{dénitrification}}}$$

$V_{\text{anoxie}}$  : Volume du bassin d'anoxie (m<sup>3</sup>).

Q : débit entrant dans le bassin (8875.22m<sup>3</sup>/j)

S (NO<sub>3</sub>)entrée : Concentration en NO<sub>3</sub> à l'entrée du bassin (117.2mg/l)

S(NO<sub>3</sub>)sortie : Concentration en NO<sub>3</sub> à la sortie du bassin (30mg/l)

X : Concentration de la boue (2.8kg/j).

$V_{\text{dénitrification}} = 3.17 \text{ mg N-NO}_3/\text{g MVS.h}$

$$V_{\text{annoxie}} = \frac{Q(S(NO_3)_{\text{entrée}} - S(NO_3)_{\text{sortie}})}{X \cdot V_{\text{dénitrification}}} = 87.2 \text{ m}^3$$

Pour H=4

$$S = 87.2 / 4 = 21.8 \text{ m}^2$$

**V.3.3.7 Les besoins en oxygène**

- Besoins théoriques en oxygène**

$$\text{Besoin en O}_2 \text{ (kg/J)} = a' \cdot \text{Le} + b' \cdot \text{Xt} + 4,3 \cdot \text{N}_N - 2,85 \cdot c' \cdot \text{N}_{\text{DN}}$$

Avec :

a' : Qte de O2 nécessaire à l'oxydation de 1 kg de DBO5

Le : Qte de BDO à éliminer en Kg/J

b' : Qte de O2 nécessaire à la respiration endogène de 1 kg de MVS de boues par jour

Xt : Masse de la biomasse dans le bassin d'aération en Kg

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

N<sub>N</sub> : Flux d'azote à nitrifier (kg/J) ( 773.91kg/j)

2,85 : Taux de conversion de l'azote

c' : Fraction de O2 des NO3 - récupérée par dénitrification (entre 60-70%)

N<sub>DN</sub> : Flux d'azote à dénitrifier ( Nn . 0.8 = 619.13)

**Tableau V.14:** valeurs de a' et b' en fonction du type de traitement par boues activées.

Type de traitement	a' kg O2/kg DBO5	b' kg O2/kg MS
Faible charge	0.65	0.065
Moyenne charge	0.6	0.08
Forte charge	0.55	0.12

$$Q_{O_2} = 4357.8 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

- **La quantité horaire d'oxygène nécessaire**

$$Q(O_2)/24 = 2265.15/24 = 181.57 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

- **Quantité d'O<sub>2</sub> par m<sup>3</sup> du volume du bassin**

$$Q(o_2)/V=95.53/3765.59 =0.048 \text{ KgO}_2/\text{hm}^3$$

$$Q(o_2)/V =1.152 \text{ KgO}_2/\text{jm}^3$$

- **Quantité de pointe en O<sub>2</sub>**

$$Q_{O_2}(p) = (a' * L_e / T_d) + (b' * X_a / 24)$$

T<sub>d</sub> : période diurne en heures T<sub>d</sub>= 16h.c

$$Q_{O_2}(p) = (0.6 * 3143.33 / 16) + (0.08 * 10543.67 / 24) = 153 \text{ (Kg/m}^3/\text{j)}$$

- **Quantité de pointe réelle en O<sub>2</sub>**

$$Q(O_2) \text{ réelle} = q_{O_2}(p) / (\beta * \alpha)$$

a : Rapport d'échange eaux usées - eaux épurées, pour une eau usée urbaine  $\alpha = 0.95$ .

$\beta$  : telle que  $0.8 \leq \beta \leq 0.95$ , on prend  $\beta = 0.9$ .

$$Q_{O_2} = \frac{153}{0.9 * 0.95} = 178.94 \text{ (Kg/m}^3/\text{j)}$$

### V.3.3.8 Détermination des caractéristiques de l'aérateur

- **Besoins en énergie de l'aération**

Les aérateurs de surface sont généralement compris entre 1 et 2 kgO<sub>2</sub>/Kwh pour un aérateur à vitesse faible les valeurs sont comprises entre 1.5 à 2 kgO<sub>2</sub>/Kwh.

On prendra E<sub>a</sub> = 1.7 kgO<sub>2</sub>/Kwh

$$E = \frac{q'O_2 \text{ réel}}{E_a}$$

Tel que :

E : Puissance nécessaire à l'aérateur en (Kw)

$q'O_2$  horaire : Quantité horaire d'oxygène nécessaire (kgO<sub>2</sub>/h)

E<sub>a</sub> : Quantité d'oxygène par unité de puissance (kgO<sub>2</sub>/Kwh)

$$E = \frac{145.01}{1.7} = 105.25 \text{KW}$$

- **Puissance d'agitation**

$$E_b = S_h * P_a$$

E<sub>b</sub> : Puissance d'agitation en (KW)

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

P<sub>a</sub> : puissance par m<sup>2</sup> du bassin, P<sub>a</sub> varie entre 70 et 80 w/m<sup>2</sup>. On prendra P<sub>a</sub> = 75 W/m<sup>2</sup>.

$$E_b = 941.47 * 75 * 10^{-3} = 70.61 \text{ kW}$$

- **Le nombre d'aération Na**

$$N_a = E/E_b = 85.3/70.61 = 1.49 \sim 2$$

### V.3.3.9 Fiche technique des besoins en oxygène

**Tableau V.15:** besoins en oxygène.

paramètre	Unité	horizon 2053
q (o <sub>2</sub> )	(kgO <sub>2</sub> /j)	4357.8
q (o <sub>2</sub> )/24	(kgO <sub>2</sub> /h)	181.57
q (o <sub>2</sub> )/v	(Kg/m <sup>3</sup> /j)	1.152
Qo <sub>2</sub> (p)	(Kg/m <sup>3</sup> /j)	153
Q(O <sub>2</sub> ) réelle	(Kg/m <sup>3</sup> /j)	178.94
E	KW	105.25
E <sub>b</sub>	KW	70.61
N <sub>a</sub>	/	2

**V.3.3.10 Bilan des boues**

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

$$\Delta B = X_{min} + X_{dur} + a_m Le - b X a - X_{eff}$$

Avec :

$\Delta B$  : Boues en excès exprimé en (Kg/j).

$X_{min}$  : Boues minérales (20% de MES à la sortie du dessableur-dégraisseur) en (kg/j).

$X_{dur}$  : Boues difficilement biodégradable (20% de MVS) en (kg/).

$a_m$  : Augmentation de la biomasse par élimination de la  $DBO_5$ ,  $a_m = 0.6$ .

$Le$  : Charge de la  $DBO_5$  éliminée en (kg/).

$b$  : Diminution de la biomasse par respiration endogène  $b = 0.08$ .

$X a$  : Boues organiques dans le bassin (MVS) en Kg.

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

- Calcule de  $X_{eff}$ ,  $X_{min}$ ,  $X_{dure}$  :

$$X_{eff} = 30 * Q_j = (30 * 10^{-6} * 10^3) * Q_j = 266.26 \text{ kg/j.}$$

$$\text{MES} = 1630.84 \text{ kg/j.}$$

$$X_{min} = 20\% \text{MES} = 0.2 * 1630.84 = 326.168 \text{ kg/j.}$$

$$X_{dur} = 20\% * 80\% * \text{MES} = 0.2 * .08 * 1630.84 = 260.93 \text{ kg/j.}$$

Donc

$$\Delta B = 326.68 + 260.93 + 0.6 * 2369.43 - 0.08 * 10543.67 - 30 * 10^{-3} * 8875.22$$

$$\Delta B = 1165.74 \text{ kg /j}$$

- **Concentration des boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

$X_m$  : Concentration es boues en excès en (kg/m<sup>3</sup>).

$I_m$  : Indice de Mohlman. C'est le volume en (m) occupée par un gramme de boue après ½heure de décantation.

- Si  $80 < I_m < 150$  : les boues sont bien décantables.
- Si  $I_m > 150$  : risque d'une mauvaise décantation et les boues recyclées seront claires.
- Si  $I_m < 80$  : boues sont très minérale et peu actives.

On prend  $I_m=130$

$$X_m = \frac{1200}{130} = 9.23 \text{ kg/m}^3$$

- **Débit des boues en excès**

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{exés}} = \frac{\Delta B}{X_m} = \frac{1165.74}{9.23} = 126.3 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Débit spécifique**

Le débit spécifique est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{sp}} = \frac{\Delta B}{v} = \frac{729.31}{3765.59} = 0.30 \text{ kg/m}^3/\text{j}$$

- **Le taux de recyclage**

Le taux de recyclage est donné par la relation suivante

$$R = \frac{100 * [X_a]}{\frac{1000}{I_m} - [X_a]}$$

Tel que :

R : taux de recyclage (%)

[X<sub>a</sub>] : concentration des boues dans le bassin.

D'où :

$$R = \frac{100 * 2.8}{\frac{1000}{130} - 2.8} = 57.23\%$$

- Débit de boues recyclées

$$Q_r = \frac{R * Q_j}{100} = \frac{8875.22 * 57.23}{100} = 5079.28 m^3/j$$

- Age des boues

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta B} = \frac{10543.67}{1165.74} = 9.04j$$

Donc 5 jours.

### V.3.3.11 Fiche technique de bilan des boues

Tableau V.16 : Résultats de bilan des boues.

Paramètre	Unité	Horizon 2053
La quantité de boues en excès ( $\Delta B$ )	kg/j	1165.74
Concentration des boues en excès ( $X_m$ )	kg/m <sup>3</sup>	9.23
Débit de boues en excès ( $Q_{excès}$ )	m <sup>3</sup> /j	126.3
Débit spécifique ( $q_{sp}$ )	Kg/m <sup>3</sup> /j	0.3
Le taux de recyclage (R)	%	57.23
Débit de boues recyclées ( $Q_r$ )	m <sup>3</sup> /j	5079.28
Age des boues ( $A_b$ )	j	5

### V.3.3.12 Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)

Pour le dimensionnement du clarificateur on choisit un clarificateur sous forme circulaire, les données de bases sont :

La charge superficielle  $V_{as}$  varie entre 0.1 et 1.25 m/h.

Le temps de séjour varie entre 2 à 3h.

La hauteur du clarificateur varie entre 3 à 4m.

- **La surface totale du clarificateur**

On prendra  $V_{as} = 0.6 \text{ m/h}$ .

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V_{as}} = \frac{1941.45}{0.6} = 3235.75 \text{ m}^2$$

- **Le volume total**

On pose :  $H = 3 \text{ m}$

$$V = S * H = 9707.25 \text{ m}^3$$

- **Diamètre du clarificateur**

$$D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}} = \sqrt{\frac{4 * 1294.3}{\pi * 3}} = 64.2 \text{ m}$$

**V.3.3.13 Fiche technique de clarificateur**

**Tableau V.17:** Résultats de calcul du clarificateur.

Paramètre	Unité	Horizon 2053
Surface	m <sup>2</sup>	3235.75
Volume	m <sup>3</sup>	9707.25
Hauteur	M	3
Temps de séjours	H	2
Diamètre	M	64.2

**V.3.4 Traitement tertiaire**

Pour le traitement tertiaire, notre choix s'est porté sur un filtre à sable de type européen. La granulométrie moyenne est de 0.8 à 1.5 mm et l'épaisseur de 0.9 à 1.2 m.



- **La surface du lit de sable**

Le calcul de la surface est en fonction de la vitesse de filtration optimal ( $v$ ) qui varie entre 5 à 7 m/h tel que :

$$Q_{ptp} = V * Slit$$

Avec :

$Slit$  : Surface du lit ( $m^2$ ).

$v$  : Vitesse de filtration, on prendra  $V = 5$  m/h.

D'où :

$$Slit = \frac{Q_{ptp}}{V} = \frac{1941.45}{5} = 388.29m^2$$

- **Les pertes de charge**

Pour calculer les pertes de charges n'importe quel régime d'écoulement on utilisera la formule d'Ergun :

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{150*(1-\varepsilon)^2*v*\mu}{\varepsilon^3*d_p^2} + \frac{1.75*(1-\varepsilon)*v^2*\rho}{\varepsilon^3*d_p}$$

Tel que :

$\Delta P$  : Perte de charge (m)

$H$  : Hauteur du lit (m)

$v$  : Vitesse de filtration (m/s)

$d_p$  : Diamètre moyen des particules (m)

$\rho$  : Masse volumique du sable ( $kg/m^3$ )

$\mu$  : Viscosité dynamique de l'eau à 20°C (Pa.s)

$\varepsilon$  : Porosité initiale du lit

**Tableau V.18 :** Propriétés du lit de filtration

<b>d (mm)</b>	<b><math>\rho(kg/m^3)</math></b>	<b><math>\varepsilon</math></b>	<b><math>\mu</math> (Pa.s)</b>	<b>H (m)</b>
1	2610	0.4	$10^{-3}$	1

$$\Delta P = \frac{150 * (1 - 0.4)^2 * 1.38 * 10^{-3} * 10^{-3}}{0.4^3 * 10^{-3}} + \frac{1.75 * (1 - 0.4) * 1.38 * 10^{-3} * 2610}{0.4^3 * 10^{-3}}$$

$$= 1.24m$$

**V.3.4.1 Dimensionnement du rétro-lavage**

- **La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant**

$$Ut = Ut' * [\rho_f^2 / (\mu_f * (\rho_p - \rho_f) * g)]^{-1/3}$$

Tel que :

$$Ut' = \left[ \left( \frac{18}{d_p^2} \right) + \left( \frac{(2.355 - 1.744 * \Phi)}{d_p^{0.5}} \right) \right]^{-1}$$

Avec :

$Ut$  : Vitesse de sédimentation (m/s)

$Ut'$  : Vitesse terminal sans dimension de particule (m/s)

$\rho_f$  : Viscosité du fluide (kg/m<sup>3</sup>)

$\Phi$  : Facteur de la forme de sable

$g$  : L'accélération de la pesanteur

**Tableau V.19:** Caractéristique des fluides du rétro-lavage

	<b>Masse volumique à 20°C (<math>\rho_f</math>) (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Viscosité dynamique (Pa.s) à 20°C</b>
L'eau	1000	$10^{-3}$
L'aire sec	1.204	$1.85 * 10^{-3}$

$$Ut = \left[ \left( \frac{18}{10^{-6}} \right) + \left( \frac{(2.355 - 1.744 * \Phi)}{(10^{-3})^{0.5}} \right) \right]^{-1} = 5.55 * 10^{-8} m/s$$

- **La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant**

$$U_{t\_eau} = 5.55 * 10^{-8} * [10002 / ((10^{-3} * (2610 - 1000) * 9.81))^{-1}]^{\frac{-1}{3}} = 1.3 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

- **La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant**

$$U_{t\_air} = 5.55 * 10^{-8} * [1.2042 / ((10^{-3} * (2610 - 1.204) * 9.81))^{-1}]^{\frac{-1}{3}} \\ = 3.14 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

- **Le débit de lavage**

$$Q = 0.1 * Ut * S_{lit}$$

- Débit d'eau de lavage :

$$Q_{eau} = 0.1 * 1.3 * 10^{-9} * 32 = 4.16 * 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Débit d'air de lavage :

$$Q_{air} = 0.1 * 3.14 * 10^{-9} * 32 = 1 * 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

- **La perte de charge du média filtrant**

$$\Delta P = H * g * (1 - \epsilon_{lit}) * (\rho_p - \rho_f)$$

- La perte de charge de l'eau du média filtrant :

$$\Delta P_{eau} = 10^{-3} * 9.81 * (1 - 0.4) * (2610 - 1000) = 9.47 \text{ m}$$

- La perte de charge de l'air du média filtrant :

$$\Delta P_{air} = 10^{-3} * 9.81 * (1 - 0.4) * (2610 - 1.204) = 15.35 \text{ m}$$

- **La durée d'une phase de rétro lavage**

La durée d'une phase de rétro-lavage est fixée à 10 minutes avec une première injection d'air pendant 4 minutes suivie d'une injection d'eau pendant 6 minutes. On suppose qu'un rétro-lavage tous les 2 jours est suffisant à maintenir une perte de charge raisonnable dans le filtre à sable. Des essais laboratoires permettraient de déterminer ces paramètres plus précisément en fonction du pouvoir colmatant de l'eau brute.

- **Le volume nécessaire à la phase de rétro-lavage**

$$V_i = Q_i * t_{rv}$$

- Le volume d'eau à la phase de rétro-lavage :

$$V_{eau} = Q_{eau} * t_{rv}$$

Tel que :  $t_{rv} = 6 \text{ min.}$

$$V_{eau} = 4.16 * 10^{-9} * 60 * 6 = 1.4976 * 10^{-6} \text{ m}^3$$

- Le volume d'air à la phase de rétro-lavage :

Tel que :  $t_{rv} = 4 \text{ min}$

$$V_{air} = 1 * 10^{-8} * 60 * 4 = 2.4 * 10^{-6} \text{ m}^3$$

- **Fiche technique de filtre sable**

**Tableau V.20 : Résultats de calcul d'un filtre à sable**

Paramètre	Unité	Horizon
La surface du lit de sable ( $S_{lit}$ )	$m^2$	388.29
Les pertes de charge d'un filtre à sable ( $\Delta P$ )	m	1.24
La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant ( $U_{t\_eau}$ )	m/s	$1.3 * 10^{-9}$
La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant ( $U_{t\_air}$ )	m/s	$3.14 * 10^{-9}$
Débit d'eau de lavage ( $Q_{eau}$ )	$m^3/s$	$4.16 * 10^{-9}$
Débit d'air de lavage ( $Q_{air}$ )	$m^3/s$	$10^{-8}$
La perte de charge de l'eau du média filtrant ( $\Delta P_{eau}$ )	m	9.47
La perte de charge de l'air du média filtrant ( $\Delta P_{air}$ )	m	15.35
Volume d'eau à la phase de rétro-lavage ( $V_{eau}$ )	$m^3$	$1.4976 * 10^{-6}$
Volume d'air à la phase de rétro-lavage ( $V_{air}$ )	$m^3$	$2.4 * 10^{-6}$

- **Caractéristiques des eaux usées à la sortie de la station**

**Tableau V.21:** Caractéristiques de l'eau usée épurée.

	Unité	Valeur	Norme
<b>MES<sub>F</sub></b>	mg/l	<	30
<b>DCO<sub>F</sub></b>	mg/l	<	90
<b>DBO<sub>5F</sub></b>	mg/l	<	30
<b>N</b>	Mg/l	<	30

D'après les résultats finals des caractéristiques des effluents en remarque que les concentrations sont inférieure a les normes, donc en peut réutilisées ces eaux épurées dans l'agriculture et l'arrosage des espaces verts et alimenter l'Azon industrielle de bordj Ghedir .

### V.3.5 Traitement des boues

#### V.3.5.1 Dimensionnement de l'épaississeur

- **Boues issues du décanteur secondaire ( $B\Pi$ )**

$$B\Pi = Xm = 9.23kg/m^3$$

- **Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage ( $X B \Pi$ )**

$$X B \Pi = Q_{excès} = 126.3m^3/j$$

- **Volume de l'épaississeur ( $V_e$ )**

$$V_e = X B \Pi * t_s$$

Tel que :

$t_s$  : Temps de séjour, on prendra  $t_s = 48h$

D'où :

$$V_e = 126.3 * 48 = 252.6m^3$$

- **Surface de l'épaississeur ( $S_e$ )**

$$S_e = \frac{V_e}{H}$$

La hauteur H varie entre 3 et 4 m, On prend :  $H = 3m$ .

D'où :

$$S_e = \frac{252.6}{3} = 84.2m^2$$

- **Diamètre de l'épaisseur (D)**

$$S_e = \frac{\pi * D^2}{4}$$

D'où

$$D = \sqrt{\frac{4 * S_e}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 84.2}{\pi}} = 10.35m$$

- **Débit de boues à la sortie de l'épaisseur (Q<sub>be</sub>)**

La concentration des boues est de l'ordre (C<sub>be</sub>) de 80 à 100 g/l, on prend **C<sub>be</sub>= 90 g/l**

$$Q_{be} = \frac{\Delta B}{C_{be}} = \frac{1165.74}{90} = 12.95m^3/j$$

- **Fiche technique de l'épaisseur**

**Tableau V .22 : Résultats de calcul de l'épaisseur**

Paramètre	Unité	Horizon 2053
Volume du bassin (V <sub>e</sub> )	<b>m<sup>3</sup></b>	252.6
Surface horizontale (S <sub>e</sub> )	<b>m<sup>2</sup></b>	84.2
Diamètre (D)	<b>m</b>	10.35
Hauteur (H)	<b>m</b>	3
Temps de séjour (t <sub>s</sub> )	<b>j</b>	2
Débit de boues à la sortie de l'ouvrage (Q <sub>be</sub> )	<b>m<sup>3</sup>/j</b>	12.95
Nombre d'ouvrage	-	1

**V.3.5.2Stabilisation aérobie :**

Appelée aussi digestion, la matière organique est éliminée dans cette étape soit par digestion aérobie (présence d'oxygène) soit par digestion anaérobie (absence d'oxygène), soit par stabilisation chimique (ajout de la chaux qui stoppe la fermentation des boues).

- **Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage ( $X B \Pi$ )**

$$X B \Pi = Q_{be} = 12.95m^3/j$$

- **Volume de digesteur ( $V_{di}$ )**

$$V_{di} = X B \Pi * t_s = 12.95 * 25 = 323.75m^3$$

Tel que :

$t_s$  : Temps de séjour, on prendra  $t_s = 25j$

- **Surface de digesteur ( $S_{di}$ )**

$$S_{di} = \frac{V_{di}}{H}$$

La hauteur H varie entre 3 et 4 m, On prend : H= 3m.

D'où :

$$S_{di} = \frac{323.75}{3} = 107.91m^2$$

- **Diamètre de digesteur (D)**

$$S_{di} = \frac{\pi * D^2}{4}$$

D'où

$$D = \sqrt{\frac{4 * S_{di}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 107.91}{\pi}} = 11.92m$$

- Fiche technique de digesteur

Tableau V .23 : Résultats de calcul de digesteur

Paramètre	Unité	Horizon 2053
Volume du bassin ( $V_{di}$ )	$m^3$	323.75
Surface horizontale ( $S_{di}$ )	$m^2$	107.91
Diamètre (D)	m	11.92
Hauteur (H)	m	3
Temps de séjour ( $t_s$ )	j	25

### V.3.5.3 La déshydratation mécanique

- Dimensionnement du filtre à bande

Siccité des boues à déshydrater ( $SF$ ) : 3%.

La quantité des boues extraites de l'épaisseur vers la déshydratation : 8.1m<sup>3</sup>/j.

Siccité après déshydratation ( $SF$ ) : 15% à 18%.

Quantité de boue à traiter par jour : 729.31 kg/j.

- Quantité des boues à traiter par heure

$$\Delta_{xt,h} = \frac{\Delta_{xt}}{T} = \frac{1165.74}{8} = 145.71 \text{ Kg/h}$$

- La quantité de boues extraites de déshydratation

$$Q_b = \frac{\Delta_{xt}}{S_f}$$

Tel que :

$\Delta_{xt}$  : Quantité des boues à traiter par jour (Kg/j)

$S_f$  : Siccité des boues (%), on prendra  $S_f = 15\%$

D'où :

$$Q_b = \frac{1165.74}{0.15 * 10^3} = 7.77 \text{ m}^3/\text{j}$$



- La largeur de la bande

$$L = \frac{\Delta_{xt,h}}{150}$$

Tel que :

La valeur 150 est la capacité de filtration et elle est en Kg MS/h/m.

D'où :

$$L = \frac{145.71}{150} = 0.97\text{m}$$

- Les matières sèches

$$MS = \frac{\Delta_{xt}}{1000} * 5 = \frac{1165.74}{1000} * 5 = 5.82\text{kg}$$

- Fiche technique du filtre à bande

Tableau V .24 : Résultats de calcul du filtre à bande.

Paramètre	Unité	Horizon 2053
Quantité des boues à traiter par heure ( $\Delta_{xt, h}$ )	Kg/h	145.71
La quantité de boues extraites de déshydratation ( $Q_b$ )	$m^3/j$	7.77
La largeur de la bande (L)	m	0.97
Les matières sèches (MS)	Kg	5.82
Nombre	-	1

#### V.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la filière d'épuration des eaux usées de la commune de BORDJ-GHEDIR pour l'horizon 2053, La stratégie de traitement choisie permettra d'obtenir une eau purifiée répondant aux normes de rejet des eaux usées épurée dans le milieu naturel ainsi qu'une réutilisation en irrigation.

# **Chapitre VI : calcul hydraulique.**

## **VI.1 Introduction**

Les ouvrages de la chaîne d'épuration sont reliés par des collecteurs (conduites) qui sont dimensionnés dans ce chapitre, d'où on peut tracer le profil hydraulique de la station afin de savoir les niveaux d'eau dans les ouvrages et la détermination de la ligne piézométrique tout au long de la station.

## **VI.2 Déversoir d'orage**

### **VI.2.1 Définition d'un déversoir d'orage**

Un déversoir est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. [9]

C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'assainissement d'une certaine quantité d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduisant les dimensions du réseau aval. [9]

### **VI.2.2 Type des déversoirs**

On distingue plusieurs types de déversoir :

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

#### **VI.2.2.1 Définition de chaque type**

- **Déversoirs d'orage à seuil frontal**

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction, Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement. [9]

- **Déversoirs d'orage à seuil latéral**

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral biais ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place. [9]

- **Déversoirs d'orage avec ouverture du radier**

Dans ce type de déversoir d'orage, le débit de temps sec et de « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. [9]

- **Déversoir d'orage à double seuil latéral**

Dans ce type de déversoir d'orage, la cunette transitant le débit de temps sec et de « petite pluie » est suspendue dans la longueur de la chambre. [9]

Il s'agit de cas bien particuliers, au niveau d'une chute dans le collecteur ou liés à de très fortes pentes. [9]

### VI.2.3 Dimensionnement

#### VI.2.3.1 Calcul des débits

A l'amont du déversoir véhiculera un débit de :

$$Q_{amont} = Q_{pts} + Q_{pl}$$

- Le débit de pointe par temps sec :  $Q_{pts} = 647.15 \text{ m}^3/\text{h} = 0.18 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Le débit pluvial  $Q_{pl} = 1800\text{l/s} = 1.8 \text{ m}^3/\text{s}$  ;(la source : DRE BBA).

$$Q_{amont} = Q_{pts} + Q_{pl} = 0.18 + 1.8 = 1.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

A l'aval du déversoir véhiculera un débit de :

$$Q_{aval} = Q_{ptp} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le débit de pointe par temps de pluie :  $Q_{ptp} = 1941.45 \text{ m}^3/\text{h} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Le débit déversé par le déversoir d'orage est :

$$Q_d = Q_{amont} - Q_{aval} = 1.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### VI.2.3.2 Détermination des dimensions déversoir

- **A l'amont du déversoir**

Dans le collecteur principal véhiculera un débit de :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit l'eau total en 2053 :

$$Q_{amont} = 1.98 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$I = 1\%.$$

Et d'après l'abaque de Bazin (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative) :

- ❖  $D_e = 1200$  mm (diamètre à l'entrée de déversoir).
- ❖  $Q_{ps} = 2.75$  m<sup>3</sup>/s (débit à pleine section).
- ❖  $V_{ps} = 3$  m/s (vitesse à pleine section).

Et d'après l'abaque de Bazin (variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage) :

- ❖  $rQ = Q_{amont} / Q_{ps} = 0.72$ .
- ❖  $rH = H_e / D_e = 0.64$ .
- ❖  $rV = V / V_{ps} = 1.08$ .

Alors :

$$H_e = 768 \text{ mm.}$$

$$V = 3.24 \text{ m/s.}$$

- **A l'aval du déversoir**

$$Q_{aval} = Q_{ptp} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1 \%$$

Et d'après l'abaque de Bazin (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative) :

- ❖  $D_s = 800$  mm
- ❖  $Q_{ps} = 0.9$  m<sup>3</sup>/s
- ❖  $V_{ps} = 2$  m/s

Et d'après l'abaque de Bazin (variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage) :

- ❖  $rQ = Q_{aval} / Q_{ps} = 0.6$
- ❖  $rH = H_s / D_s = 0.55$
- ❖  $rV = 0.05$

Alors :

$$H_s = 440 \text{ mm.}$$

$$V = 1.1 \text{ m/s.}$$

Donc on a :

La hauteur d'entrée :  $H_e = 768$  mm.

La hauteur de sortie :  $H_s = 440$  mm.

Hauteur de déversoir d'orage :  $H_d = H_{\text{amont}} - H_{\text{aval}} = 328$  mm

Hauteur de lame d'eau déversée :  $H_d + H_{\text{cunett}} = 328 + 200 = 528$  mm

### La largeur du seuil déversant

$$b = \frac{3 * Q_d}{2 * m * \sqrt{2g} * H_d^{\frac{3}{2}}}$$

Avec :

$m$  : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversé pour les crêtes minces  $m = 0,6$ .

$g$  : L'accélération de la pesanteur  $9,81$  m/s.

$$b = \frac{3 * 1,44}{2 * 0,6 * \sqrt{2 * 9,81} * 0,528^{\frac{3}{2}}} = 2,11 \text{ m}$$

Pour avoir une sécurité on prend  $L = m$

Le tableau suivant donne les résultats de calcul de déversoir d'orage.

**Tableau VI.1** : résultats des calculs de déversoir d'orage.

Paramètre	Unité	Valeur
Largeur	m	2.11
Hauteur de lame déversant	m	0.528

- **Dimensionnement de la conduite de fuite**

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement.

$$Q_d = 1,44 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$I = 1,2\%.$$

Et d'après l'abaque de Bazin (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative) (voir l'annexe) :

- ❖  $D_d = 1000$  mm (diamètre à l'entrée de déversoir).
- ❖  $Q_{ps} = 1.8$  m<sup>3</sup>/s (débit à pleine section).
- ❖  $V_{ps} = 3$  m/s (vitesse à pleine section).

Et d'après l'abaque de Bazin (variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage) (voir l'annexe) :

- ❖  $r_Q = Q_d / Q_{ps} = 0.8$  (rapport des débits).
- ❖  $r_H = H_d / D_d = 0.65$  (hauteur de remplissage).
- ❖  $r_V = V / V_{ps} = 1.15$  (rapport des vitesses).

Alors :

$$H_d = 650 \text{ mm}$$

$$V = 3.45 \text{ m/s}$$

- **Dimensionnement de la conduite By-pass**

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de  $Q_{ptp} = 0.54$  m<sup>3</sup>/s sous une pente de 1,2% et elle devrait intervenir lors d'un danger sur la station de relevage vers le milieu de récepteur.

$$Q_{ptp} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$I = 1.2 \text{ \%}.$$

Et d'après l'abaque de Bazin (réseau pluviaux en système unitaire ou séparative)

(voir l'annexe) :

- ❖  $D_s = 800$  mm
- ❖  $Q_{ps} = 1.01$  m<sup>3</sup>/s
- ❖  $V_{ps} = 2$  m/s

Et d'après l'abaque de Bazin (variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage) (voir l'annexe) :

- ❖  $r_Q = Q_{aval} / Q_{ps} = 0.53$
- ❖  $r_H = H_s / D_s = 0.51$
- ❖  $r_V = 1.01$

Alors :

$$H_s = 408\text{mm}$$

$$V = 2.02\text{m/s}$$

### VI.3 Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge. Puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

#### VI.3.1 Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages

Les côtes sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2 :** Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages.

Désignation des ouvrages	Unité	Côte terrain naturel TN
Dégrilleur	m	1091.00
Dessableur – déshuileur	m	1090.5
Décanteur primaire	m	1089.9
Bassin d'aération	m	1089.9
Clarificateur	m	1086.4
Filtre a sable	m	1079.12

#### VI.3.2 Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charge singulière :

$$L_{eq} = 1,15 * L_{réelle}$$

Les longueurs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3:** Longueur de chaque tronçon.

Ouvrage	L <sub>réelle</sub> (m)	L <sub>eq</sub> (m)
Dégrilleur -(Dessableur-déshuileur)	5	5.75
(Dessableur –Déshuileur) –décanteur primaire	10	11.5
Décanteur primaire – Bassin d'aération	10	11.5
Bassin d'aération – clarificateur	15	17.25
Clarificateur – filtre à sable	30	34.5
Filtre à sable – comptage eau traitée	20	23



### VI.3.3 Perte de charge, diamètre des conduites reliant les ouvrages de la STEP

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

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de **DARCY WEISBACH** :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB}$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge.

Q : débit en m<sup>3</sup>/s.

L : longueur de la conduite (m).

$\beta$  : coefficient dépendant du régime d'écoulement.

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite.

C<sub>pA</sub> : Côte du plan d'eau au point A(m).

C<sub>pB</sub> : Côte du plan d'eau au point B(m).

**Tableau VI.4:** Les valeurs de K, m et  $\beta$ .

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

Pour notre cas on utilise le PEHD, on a alors :

K=0,001052.

m=4,774.

$\beta$ =1,77.

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'on leur impose une pente de 1,2% pour un bon écoulement de l'eau et assurer l'outocourage minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieure à 5 m/s.

#### ➤ Conduite dégrilleur –dessableur

Q<sub>ptp</sub> = 0.54 m<sup>3</sup>/s et d'après l'abaque de bazine (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative) on aura : D = 800 mm.

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 0.0058m$$

➤ **Dessableur - décanteur primaire**

$Q_{ptp} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$  et d'après l'abaque de bazine (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative) on aura :  $D = 800 \text{ mm}$ .

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 0.011m$$

➤ **Conduite décanteur primaire – bassin d'aérations**

$Q_{ptp} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$  et d'après l'abaque de bazine (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative) on aura :  $D = 800 \text{ mm}$ .

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 0.011m$$

➤ **Bassin d'aérations – clarificateur**

$Q_{ptp} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$  et d'après l'abaque de bazine (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative) on aura :  $D = 800 \text{ mm}$ .

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 0.017m$$

➤ **Clarificateur – filtra a sable**

$Q_{ptp} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$  et d'après l'abaque de bazine (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative) on aura :  $D = 800 \text{ mm}$ .

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 0.035m$$

➤ **Bassin désinfection – l'oued**

$Q_{ptp} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$  et d'après l'abaque de bazine (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative) on aura :  $D = 800 \text{ mm}$ .

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 0.023m$$

### VI.3.4 Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages

Pour calculer les coté piézométriques on utilisera la formule de Bernoulli qui est donnée par :

$$P1 / \rho * g + v1 / 2g + Z1 = P2 / \rho * g + v2 / 2g + Z2 + \Delta H_{1-2}$$

Avec :

$P1 / \rho * g$  et  $P2 / \rho * g$  : Energies de pression dans les sections (1) et (2).

$v1 / 2g$  et  $v2 / 2g$  : Energies cinétiques en (1) et (2).

$Z1$  et  $Z2$  : Côte des points (1) et (2).

$\Delta H1-2$  : Pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de la vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées, d'où l'équation de Bernoulli.

$P1 / \rho * g + Z1 = P2 / \rho * g + Z2 + \Delta H1-2$  On pose  $P1 / \rho * g = H1$  et  $P2 / \rho * g = H2$

Donc :  $H1 + Z1 = H2 + Z2 + \Delta H1-2$

$CP1 = H1 + Z1$  : Côte piézométrique au point (1).

$CP2 = H2 + Z2$  : Côte piézométrique au point (2).

**$CP1 = CP2 + \Delta H1-2$**

### Les côtes piézométriques

#### ➤ Côte piézométrique du dégrilleur

On a  $Zd$  = côte terrain du radier = 1090.99 m

La hauteur d'eau dans le dégrilleur est de  $Hd = 1$  m

D'où  $Cpd = Zd + Hd = 1090.99 + 1 = 1091.99$  m

**$Cpd = 1091.99$  m**

#### ➤ Côte piézométrique du dessableur – déshuileur

La hauteur d'eau dans le dessableur –déshuileur est de  $Hd-d = 2$  m

$Hd + Zd = Hd-d + Zd-d + \Delta Hd-dd$

$Zd-d = Hd + Zd - Hd-d - \Delta Hd-dd$

$Zd-d = 1 + 1090.99 - 2 - 0,0058 = 1088.98$  m

**$Zd-d = 1088.98$  m**

$Cpd-d = Zd-d + Hd-d = 1088.98 + 2 = 1090.98$  m

**$Cpd-d = 1090.98$  m**

#### ➤ Côte piézométrique du décanteur primaire

La hauteur d'eau dans le décanteur primaire est de  $Hdp = 3$  m

$Hd-d + Zd-d = Hdp + Zda + \Delta Hdd-dp$

$Zdp = Hd-d + Zd-d - Hda - \Delta Hdd-da$

$Zdp = 2 + 1088.98 - 3 - 0.011 = 1087.97$  m.

**$Zdp = 1087.97$  m**

$Cpdp = Zdp + Hdp = 1087.97 + 3 = 1090.97$  m.

**$Cpdp = 1090.97$  m**

➤ **Côte piézométrique du bassin d'aération**

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de  $H_{BA} = 4$  m

$$H_{d-d} + Z_{d-p} = H_{BA} + Z_{BA} + \Delta H_{dp-BA}$$

$$Z_{BA} = H_{d-p} + Z_{d-p} - H_{BA} - \Delta H_{dp-BA}$$

$$Z_{BA} = 3 + 1087.97 - 4 - 0.011 = 1086.96 \text{ m}$$

$$\mathbf{Z_{BA} = 1086.96 \text{ m}}$$

$$C_{pBA} = Z_{BA} + H_{BA} = 1086.96 + 4 = 1090.96 \text{ m}$$

$$\mathbf{C_{pBA} = 1090.96 \text{ m}}$$

➤ **Côte piézométrique du décanteur secondaire**

La hauteur d'eau dans le décanteur secondaire est de  $H_{dII} = 3$  m

$$H_{BA} + Z_{BA} = H_{dII} + Z_{dII} + \Delta H_{BA-dII}$$

$$Z_{dII} = H_{BA} + Z_{BA} - H_{dII} - \Delta H_{BA-dII}$$

$$Z_{dII} = 4 + 1086.96 - 3 - 0.017 = 1087.94 \text{ m}$$

$$\mathbf{Z_{dII} = 1087.94 \text{ m}}$$

$$C_{pdII} = Z_{dII} + H_{dII} = 1087.94 + 3 = 1090.94 \text{ m}$$

$$\mathbf{C_{pdII} = 1090.94 \text{ m}}$$

➤ **Côte piézométrique du filtre a sable**

La hauteur d'eau dans le bassin désinfection est de  $H_{Bd} = 3$  m

$$H_{dII} + Z_{dII} = H_{Bd} + Z_{Bd} + \Delta H_{dII-Bd}$$

$$Z_{Bd} = H_{dII} + Z_{dII} - H_{Bd} - \Delta H_{dII-Bd}$$

$$Z_{Bd} = 3 + 1087.94 - 3 - 0.035 = 1087.90 \text{ m}$$

$$\mathbf{Z_{Bd} = 1087.90 \text{ m}}$$

$$C_{pBd} = Z_{Bd} + H_{Bd} = 1087.90 + 3 = 1090.9 \text{ m}$$

$$\mathbf{C_{pBd} = 1090.9 \text{ m}}$$

Le tableau suivant présente les résultats de calculs :

**Tableau VI.5 :** résultats de calculs.

Désignation	Cote de terrain (m)	Côte radié (m)	Hauteur d'eau (m)	$\Delta H$ (m)	Côte piézométrique (m)
Dégrilleur	1991.00	1090.99	1	0.0058	1091.99
Dessableur– Déshuileur	1090.5	1088.98	2	0.011	1090.98
Décanteur primaire	1089.9	1087.97	3	0.011	1090.97
B.d'aération	1089.9	1086.96	4	0.017	1090.96
Clarificateur	1086.4	1087.94	3	0.035	1090.94
Filtre sable	1079.12	1087.90	3	0.023	1090.9

#### **VI.4 Conclusion**

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

- Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station.
- Déterminer les longueurs, les diamètres et les vitesses des conduites reliant ces ouvrages.
- Calculer les pertes de charge et les côtes piézométriques dans chaque point.

## **Chapitre VII : Organisation de chantier.**

## **VII.1 Introduction**

L'organisation d'un chantier demande et impose un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie. Par exemple on utilise le ciment, le sable, gravier et l'acier pour avoir des corps en béton armé, le prix de vente est convenu avant que le produit ne soit fabriqué. L'évaluation correcte des prix et des moyens à mettre en œuvre est difficile car elle est basée sur des hypothèses qui seront confirmées au cours et à la fin de projet. Cette contrainte oblige l'entreprise à vérifier les prévisions régulièrement pendant l'exécution de projet. [10]

On désigne également par "Organisation de chantier" le fait d'anticiper le chantier en passant par : [10]

- ✓ Une analyse du projet de construction,
- ✓ La recherche d'optimisation technique dans les procédés constructifs permettant d'améliorer :
  - La sécurité
  - Les délais de construction,
  - La rentabilité
- ✓ La définition des modes opératoires,
- ✓ L'établissement d'un plan d'installation de chantier,
- ✓ L'établissement d'un planning prévisionnel d'exécution des travaux.

## **VII.2 Installation d'un chantier**

Ensemble des dispositifs provisoires nécessaires au fonctionnement d'un chantier pendant les travaux (clôture, grues, réseaux, circulations, aires de stockage et de préfabrication, centrale à béton, silo à mortier, cantonnements, etc.). [11]

### **VII.2.1 Définition d'un chantier**

C'est à la fois le lieu où l'on va construire notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Un chantier est limité dans l'espace et dans le temps. [12]

### **VII.2.2 Rôle de l'installation de chantier**

- Organiser le déroulement des travaux.
- Ordonner le chantier : Gain de temps, Évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels), Améliore la sécurité : humaine + matériel et Améliore la qualité.

- Positionner les éléments : Organiser les déplacements des engins et des véhicules dans le chantier et bien positionner les livraisons et Positionner les réseaux en utilisant des grillages avertisseurs et des bandes de couleurs normalisées.

### **VII.2.3 Installations destinées aux personnels**

Sur n'importe quel chantier de génie civil on retrouve généralement la même installation pour les personnels : les dortoirs, les réfectoires, les vestiaires, les sanitaires, infirmerie et les bureaux en nombre suffisant.

### **VII.2.4 Installations destinées au stockage des matériaux**

La nature des matériaux et équipements qui y sont entreposés, l'espace disponible et les mesures prises à cet effet, protéger l'environnement (géotextiles, surfaces en béton, etc.).

Les matériaux de construction doivent être stockés et protégés des intempéries.

Pour le ciment, utilisez des silos ou des casernes métalliques, s'ils sont en bois ou en métal, les agrégats de stockage peuvent être stockés à l'extérieur, mais il faut faire attention, Croisement de différents types existants pour éviter les mélanges et faciliter la production dosage spécifique de béton.

L'acier est stocké dans des casernes ou des hangars.

### **VII.2.5 Installations destinées à la réparation des engins**

D'une manière générale, les grosses réparations ne sont pas effectuées sur le chantier lui-même, Il est important d'avoir un atelier bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des divers équipements.

## **VII.3 Moyens des travaux de chantier**

- ✓ Moyens humains.
- ✓ Moyens matériels.
- ✓ Matériels de terrassement.
- ✓ Matériel de bétonnage.

## **VII.4 Devis quantitatif et estimatif**

Pour aboutir à une valeur de consommation pouvant être considérée comme représentative, l'établissement du cout d'exploitation se basera sur plusieurs paramètres relevant de l'exploitation à savoir énergie électrique, consommables, maintenance.



De ce fait la maîtrise et la connaissance de ces différents postes est primordiale dans le calcul. Le coût des projets.

Le coût estimatif du projet est établi sur la base du coût du mètre cube (m<sup>3</sup>) d'eau épurée, Ce coût est composé de :

- **Le coût d'investissement**

- Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

$$CTi = Cgc + Ceq + Cvr d$$

- **Le coût de fonctionnement**

- Coût d'exploitation courante.
- Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
- Frais financiers et de la main d'œuvre.

Avec :

Cti : le coût d'investissement,

Ceq : le coût de génie civil.

Cvr d : le coût VRD (les voiries et Réseaux divers).

#### **VII.4.1 Calcule le Coût d'investissement**

- **Le Coût de terrassement**

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm.

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 2500 DA (donnée par bureau d'étude) On calculera le volume de la couche végétale par l'expression

$$V = 0.3 * Shi$$

Avec :

V : volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Shi : surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 2500 * V$$

Le tableau suivant donne les valeurs du coût de terrassement de chaque ouvrage.

**Tableau VII.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.**

Ouvrages	Nombre	La surface horizontale (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
Déssableur- déshuilleur	1	194.24	58.27	145675
Décanteur primaire	1	970.73	291.22	728000
Bassin d'aération	1	941.47	282.441	706102
Décanteur secondaire	1	1078.58	323.56	808900
Lit de sable	1	388.29	116.49	291225
Epaississeur	1	84.2	25.26	63150
Digesteur	1	107.91	32.373	80932
<b>Total</b>				<b>2823984</b>

Donc le coût total du terrassement est : 3351407DA

- **Le Coût du béton armé**

Le coût du béton revient actuellement a  $P_u=45000$  DA/m<sup>3</sup> (bureau d'étude).

On calcule le coût de béton armé par la formule suivante :

$$C_p = P_u * V_{tb}$$

Avec :

**V<sub>tb</sub>** : le volume total du béton.

Epaisseur des murs de l'ouvrage em : (0.15 à 0.5) m.

Epaisseur en radiers de l'ouvrage er : (0.3 à 0.4) m.

Cb : le coût de béton.

- **Calcul du volume de béton armé**

Le volume total du béton pour chaque ouvrage sera la somme des deux volumes :

$$V_{tb} = V_r + V_m$$

$$V_r = S_h * e_r$$

Pour les murs circulaires on a :

$$V_m = P * H * e_m$$

Pour les murs rectangulaires :

$$V_m = L * H * e_m$$

On prend :

L'épaisseur du mur  $e_m = 0.3$  m

L'épaisseur du radier  $e_r = 0.3$  m (selon les informations d'un bureau d'étude)

**V<sub>r</sub>** : volume du radier.

**V<sub>m</sub>** : volume du mur.

**P** : périmètre de l'ouvrage.

**H** : Hauteur de l'ouvrage.

**L** : La longueur de l'ouvrage.

Le tableau suivant donne les valeurs du coût du béton armé de chaque ouvrage.

**Tableau VII.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage**

Ouvrages	La surface horizontale (m <sup>2</sup> )	V <sub>r</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>m</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>tb</sub> (m <sup>3</sup> )	Cout (DA)
Déssableur-déshuilleur	194.24	58.27	18.75	77.02	3465900
Décanteur primaire	970.73	291.219	132.52	423.739	19068255
Bassin d'aération	941.47	282.44	52.056	334.497	15052365
Décanteur secondaire	1078.58	323.574	66.24	389.81	17541450
Bassin de Lit de sable	388.29	116.487	8.36	124.85	5618250
Epaississeur	52.68	25.26	29.24	54.50	2452909

Digesteur	107.91	32.373	33.68	66.05	2972650
Total					66171779

Donc le coût total du béton armé est : 73626435DA

- **Coût total du génie civil**

Le total du génie civil est la somme des deux coûts calculés précédemment :

$$C_{gc} = C_{terr} + C_{ba} = 2823984 + 66171779 = 68995763DA$$

- **Le Coût des VRD**

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc

$$C_{vrd} = C_{gc} * 0.25 = 17248940DA$$

- **Coût des équipements électromécaniques et électriques et des installations hydromécaniques**

Il est estimé à 40% du (C<sub>gc</sub> + C<sub>vrd</sub>) :

$$C_{eq} = 0.4 * (C_{gc} + C_{vrd}) = 34497881.2DA$$

- **Coût total des investissements de la station**

$$C_{Ti} = C_{vrd} + C_{gc} + C_{eq} = 120742584.2DA$$

#### VII.4.2 Le Coût de fonctionnement

- **Le coût de main d'œuvre**

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement.

$$C_{m.o} = 0.05 * C_{Ti} = 6037129.2DA$$

- **Le coût de renouvellement du matériel électromécanique**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total.

$$C_{rm} = 0.05 * C_{Ti} = 6037129.2DA$$

- **Le coût des frais financiers**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total.

$$Cff = 0.05 * Cti = 6037129.2DA$$

- **Le coût de fonctionnement total**

$$Cft = Cm.o + Crm + Cff = 18111387.6DA$$

#### VII.4.3 Calcul du prix du m<sup>3</sup> d'eau traitée

- **Le coût d'amortissement annuel**

$$Caa = \frac{Cti}{T}$$

Avec :

T : durée d'amortissement t= 30 ans. Donc :

$$Caa = \frac{Cti}{30} = 4024752.8DA$$

- **Coût annuel de la station**

$$Cts = Caa + Cft = 22136139.8DA$$

- **Calcul du prix du m<sup>3</sup> d'eau épurée**

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2053 est :

$$Van = Qj * 365 = 3239455.33m^3$$

Le coût du m<sup>3</sup> épurée (Ce) ce calcul alors :

$$Ce = \frac{Cts}{Van} = 6.83DA$$

On résume tous les calculs dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3 : résumé des calculs des coûts.**

<b>Désignation</b>	<b>unité</b>	<b>Coûts</b>
<b>Coût d'investissement</b>		
<b>Coût de terrassement</b>	DA	2823984
<b>Coût total du béton armé</b>	DA	66171779
<b>Coût total de génie civil</b>	DA	68995763
<b>Coût des VRD</b>	DA	17248940
<b>Coût des équipements électromécaniques et électriques et des installations hydromécaniques</b>	DA	34497881.2
<b>Coût total des investissements de la station</b>	DA	120742584.2
<b>Coût de fonctionnement</b>		
<b>Coût de main d'œuvre</b>	DA	6037129.2
<b>Coût de renouvellement du matériel électromécanique</b>	DA	6037129.2
<b>Coût des frais financiers</b>	DA	6037129.2
<b>Coût de fonctionnement total</b>	DA	20189684.7
<b>Coût d'amortissement</b>	DA	4024752.8
<b>Coût total de la station</b>	DA	18111387.6
<b>Coût de m3 d'eau épurée</b>	DA	6.83

**VII.5 Conclusion**

Ce chapitre résume les différentes procédures auxquelles il faut prêter attention lors de la mise en œuvre du projet d'organisation de terrain que nous avons étudié pour assurer une mise en œuvre fluide.

Nous avons estimé le coût du projet après calcul des coûts du béton armé et du foncier (coûts d'investissement) et des coûts d'exploitation.

### Conclusion générale

Notre étude se concentre principalement sur le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées pour la ville de Bordj Ghedir wilaya de bordj bouarrerridj, Ce projet aura un double objectif, celui de préserver les milieux naturels d'une part et de favoriser la réutilisation des eaux usées épurées d'une autre part.

Le traitement des eaux usées de la station d'épuration de la ville de Bordj Ghedir est divisé en plusieurs étapes pour garantir une purification efficace :

1. **Prétraitement** : Cette étape vise à éliminer les grosses particules et les débris présents dans les eaux usées. Il s'agit d'une phase de préparation avant le traitement proprement dit.
2. **Traitement primaire** : Le traitement primaire est une étape de séparation physique où les matières solides se déposent au fond des bassins de décantation, formant des boues primaires.
3. **Traitement secondaire** : Cette phase comprend un traitement biologique avec boues activées, à la fois à moyenne et à faible charge, ainsi qu'un traitement de clarification pour éliminer davantage de matières en suspension et de polluants organiques.
4. **Traitement tertiaire** : Le traitement tertiaire consiste en une filtration sur sable qui permet de réduire la teneur en MES et la concentration de la DCO d'une part et d'une autre part garantir la désinfection en retenant les micro-organismes pathogènes et les bactéries, sources potentielles de contamination.
5. **Traitement des boues** : Enfin, une filière de traitement des boues est mise en place pour gérer les boues issues des différentes étapes du traitement. Cela peut inclure la déshydratation, la stabilisation ou l'incinération des boues, selon les besoins et les normes environnementales en vigueur.
6. L'eau ainsi traitée sera rejetée dans oued Bordj ghdir où elle terminera sa purification par le phénomène d'autoépuration de l'eau naturelle et alimentera la région agricole de cette zone, ce qui contribue à une réutilisation indirecte de l'eau usées épurée en irrigation.

L'eau ainsi traitée sera rejetée dans oued Bordj ghdir où elle terminera sa purification par le phénomène d'autoépuration de l'eau naturelle et alimentera la région agricole de cette zone, ce qui contribue à une réutilisation indirecte de l'eau usées épurée en irrigation.

A la fin, pour assurée le bon fonctionnement futur de la station d'épuration et d'obtenir un traitement efficace des eaux usées, il est essentiel de maintenir les installations de la STEP en bon état et de les contrôler régulièrement.



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

[1] : [https://fr.wikipedia.org/wiki/Bordj\\_Ghedir](https://fr.wikipedia.org/wiki/Bordj_Ghedir).

(Source : DRE) : DRE - Direction des ressources en eau wilaya de Bordj Bou Arreridj.

[2] : bureau d'études « Nationale Eau et Environnement (NEE).

[3] : b.bourbon. (2014). les traitement tertiaires pour quoi faire?

[4] : Getier, A. I. (avril 1994 ). L'assainissement des agglomerations : Techniques d'épuration actuelles et evolutions.

[5] : <https://www.caue60.com/amenagement-paysager/eau-et-amenagements/les-principes-de-base-de-lepuration-des-eaux-usees/>. (s.d.). Récupéré sur <https://www.caue60.com/>.

[6] : <https://www.emersan-compendium.org/fr/technologies-d-assainissement/technology/trickling-filter>. (s.d.). Récupéré sur <https://www.emersan-compendium.org>.

[7] : <https://www.suezwaterhandbook.fr/procedes-et-technologies/procedes-biologiques/procedes-a-cultures-libres/types-et-configurations-des-reacteurs-de-boues-actives>. (s.d.). Récupéré sur <https://www.suezwaterhandbook.fr>.

[8] : ider, s. (s.d.). Conception et dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées. youssoufia.

[9] : <http://hydrauliqueformation.blogspot.com/2013/07/deversoir-dorage.html>. (s.d.). Récupéré sur <http://hydrauliqueformation.blogspot.com>.

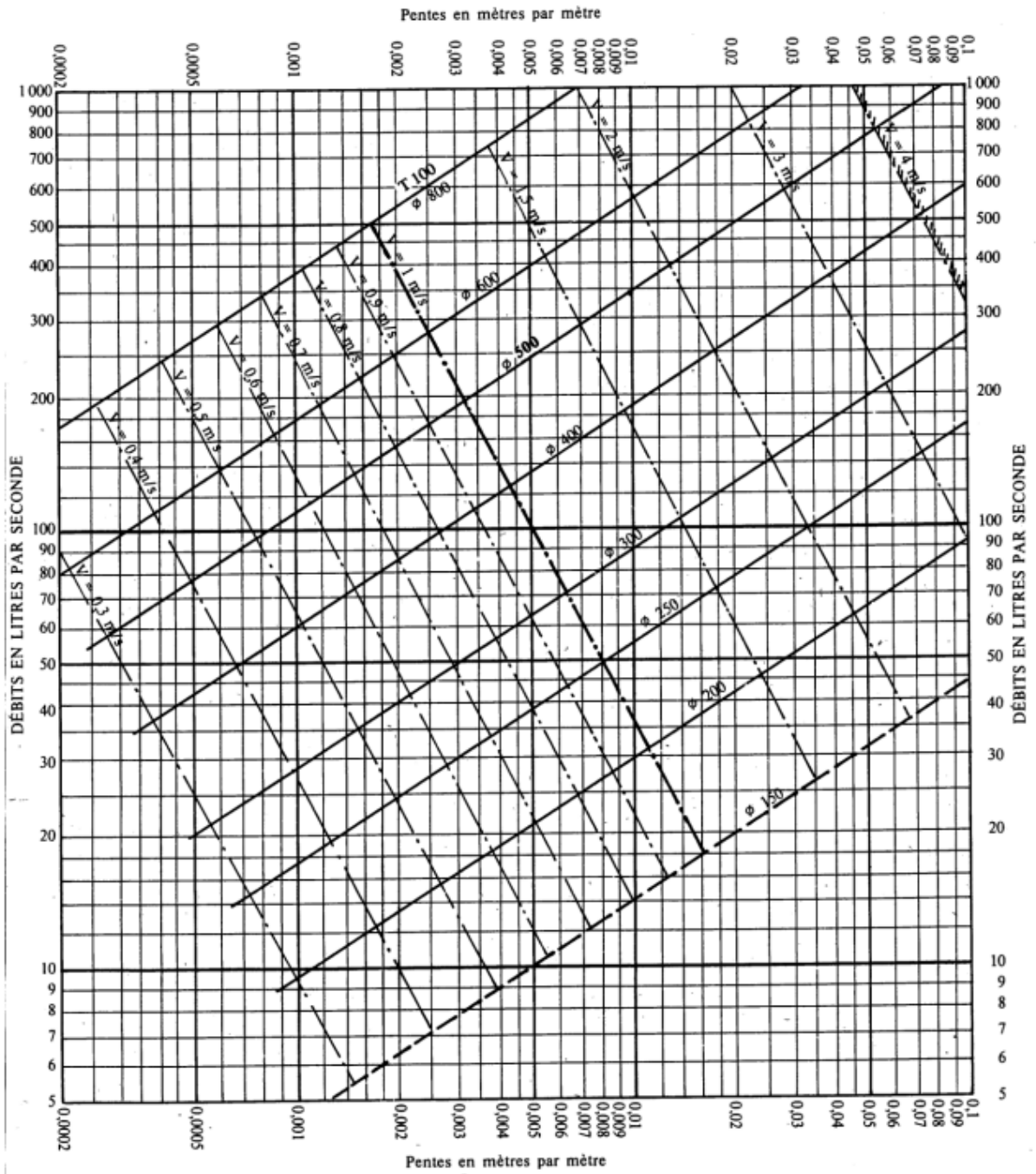
[10] : [https://fr.wikipedia.org/wiki/Organisation\\_des\\_chantiers](https://fr.wikipedia.org/wiki/Organisation_des_chantiers). (s.d.). Récupéré sur <https://fr.wikipedia.org>.

[11] : [https://fr.wikipedia.org/wiki/Organisation\\_des\\_chantiers](https://fr.wikipedia.org/wiki/Organisation_des_chantiers). (s.d.). Récupéré sur <https://fr.wikipedia.org>.

[12] : <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=5193>. (s.d.). Récupéré sur <https://www.editions-eyrolles.com>.

# Annexe 1

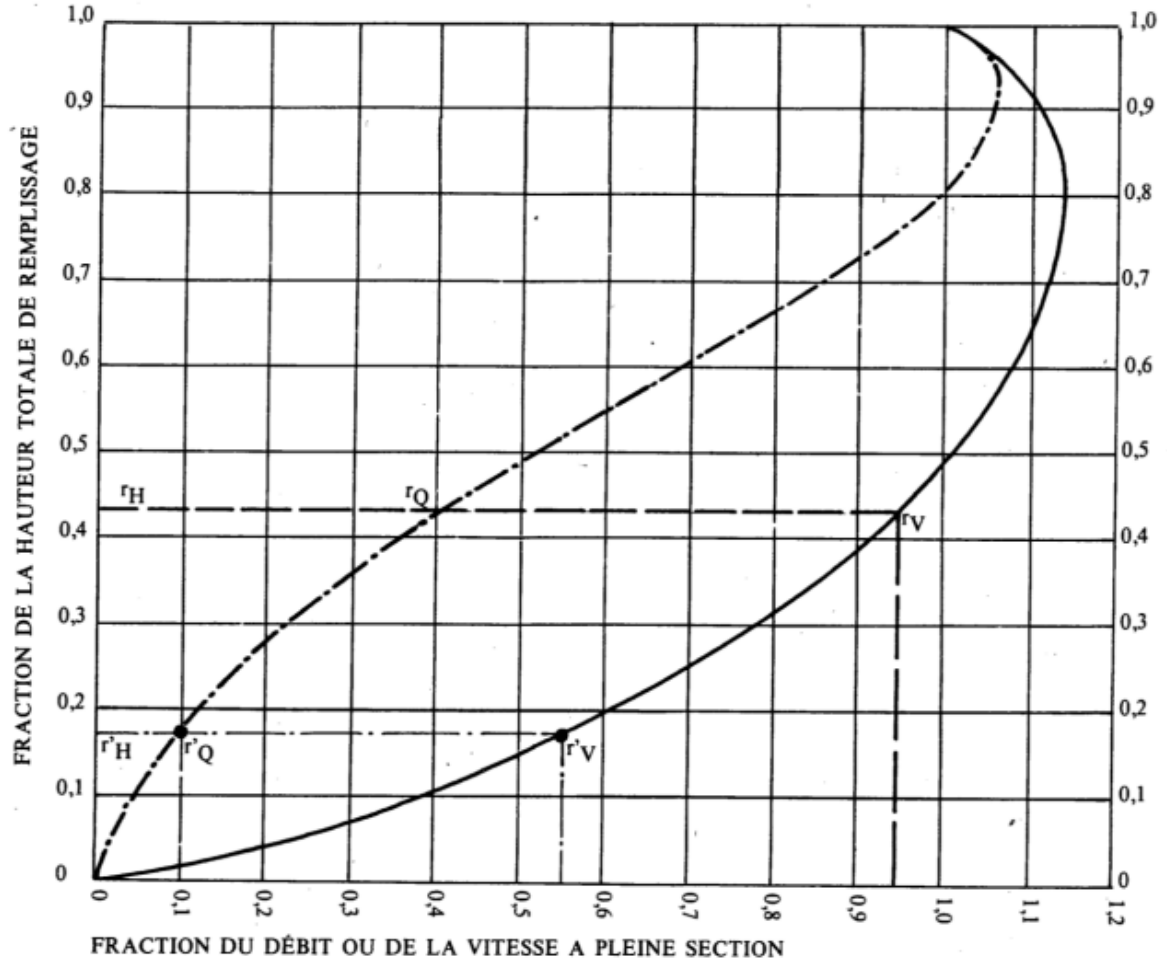
L'abaque de Bazin (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative)



# Annexe 2

L'abaque de Bazin (variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage)

a) Ouvrages circulaires



# Annexe 2

## Type d'analyse

<b><u>Paramètres</u></b> <b><u>analysés</u></b>	<b>Unité</b>	<b><u>Résultats</u></b>			<b>Norme</b>
		<b>MOY1</b>	<b>MOY2</b>	<b>MOY3</b>	
<b>Température de l'eau</b>	°C	19,7	19,6	20	30
<b>PH</b>	-	7,61	7,66	7.90	6,5 à 8,5
<b>Turbidité</b>	(N.T.U)	79,3	91,3	92,5	-
<b>Conductivité</b>	µs/cm	1396	1376,6	1375,3	-
<b>M.E.S 105°C</b>	mg/l	499.8	550.6	590.3	35
<b>Taux d'O<sub>2</sub> dissous</b>	mg/l	2,6	2,2	3,1	-
<b>DCO</b>	mgO <sub>2</sub> /l	640.3	623.4	600.2	120
<b>DBO5</b>	mgO <sub>2</sub> /l	463.9	464.54	440.32	35
<b>Azote Kjeldhal</b>	mg/l	22.5	26.5	29	30
<b>Ammonium</b>	Mg/NH <sub>4</sub>	28,3	24,3	27	
<b>Nitrites</b>	mg/l	0,073	0,083	0,073	-
<b>Nitrates</b>	mg/l	32,2	23,4	23,9	-
<b>Sulfates</b>	mg/l	364	356,6	337,3	-
<b>Phosphore total</b>	mg/l	24	23,3	24	-
<b>Détergents</b>	mg/l	9,25	9,13	8,92	12
<b>Huiles et graisses</b>	mg/l	2,20	2,08	2,35	-