



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELES

THEME :

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

Présenté par :

BENFATMA GHANIA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	MCA	Président
KHALED HOULI Samia	MAA	Examineur
KHEDIMLLAH Abderahmane	MAB	Examineur
TAFAT Leila	MAA	Examineur
LEULMI MEDJDOUB Sonia	MCB	Promotrice

Session septmbre 2023

REMERCIEMENTS

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

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

*Un très grand merci à chef service d'assainissement à la DRE de la wilaya de
Tiaret et DRE sougueur pour sa collaboration en me fournissant des
données précises sur mon travail.*

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

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

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

Ghania Benfatma

DÉDICACE

Tout d'abord, je voudrais remercier Dieu de m'avoir donné la force et le courage de diriger Pour cet humble travail ;

Je voudrais dédier cet humble travail à mes chers parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel, avec tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études. Je ne peux pas les remercier assez. Ce n'est jamais assez (Maman et Papa, que Dieu les bénisse) ;

À mes chères sœurs (Halima, Hayet, Bakhta), ainsi qu'à mon cher frère (Khaled) et son fils (Mohammad, Haroun) pour leur soutien et leurs encouragements que Dieu les garde ;

A toute ma famille pour son soutien tout au long de mon parcours Université ;

À mes amis proches (Zawi Yousra, Brik Siham) pour leur soutien et tous les beaux souvenirs ;

A ma professeure, Mme Leulmi, pour ce conseil ;

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

Enfin, un salut à tous ceux que j'aime et qui m'aiment

Merci pour leurs amours et leurs encouragements.

Ghania Benfatma

ملخص :

يتم حالياً تصريف مياه الصرف الصحي المنزلية من مدينة مهدية بولاية مباشرة إلى الوادي مما يمثل تهديداً كبيراً لصحة الإنسان والبيئة، لذلك، من الضروري إنشاء محطة معالجة لحماية المجرى المستلم. يعتمد اختيار تقنية المعالجة على عدة عوامل، مثل حجم السكان الذين يتم خدمتهم، وتدفق مياه الصرف الصحي، والحمل العضوي الموجود في هذه المياه، وتكاليف التشغيل المرتبطة بها .

الهدف من هذا العمل هو معرفة عملية التنقية بواسطة البحيرة المهوية. ثم القيام بتحجيم جميع الهياكل وجميع البنى التحتية اللازمة لمحطة المعالجة لدينا .

الكلمات المفتاحية: محطة معالجة، بحيرة هوائية، تصميم

Résumé :

Les eaux usées domestiques de la ville de MAHDIA sont actuellement déversées directement dans l'oued, ce qui représente une menace significative pour la santé humaine et l'environnement, Par conséquent, il est impératif de mettre en place une station d'épuration afin de protéger le cours d'eau récepteur. Le choix d'une technique d'épuration dépend de plusieurs facteurs, tels que la taille de la population desservie, le débit des eaux usées, la charge organique contenue dans ces eaux, ainsi que les coûts d'exploitation associés.

L'objectif de ce travail est de savoir le procédé d'épuration par lagunage aéré. Puis à effectuer le dimensionnement de tous les ouvrages et de l'ensemble des infrastructures nécessaires pour notre station d'épuration.

Mot clé : Station d'épuration, lagunage aéré, dimensionnement.

Abstract:

Domestic wastewater from the city of MAHDIA is currently discharged directly into the wadi, which represents a significant threat to human health and the environment; therefore, it is imperative to set up a treatment plant to protect the receiving stream. The choice of a treatment technique depends on several factors, such as the size of the population served, the flow of wastewater, the organic load contained in these waters, and the associated operating costs.

The objective of this work is to know the purification process by aerated lagoon. Then to carry out the sizing of all the structures and all the infrastructures necessary for our treatment plant.

Keyword: Treatment plant, aerated lagoon, design.

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I : Généralités sur les eaux usées

Introduction	
I.1. Définition	1
I.2. Origine des eaux usées	1
I.2.1. Origine domestique	1
I.2.2. Origine industrielle	2
I.2.3. Origine agricole.....	2
I.2.4. Les eaux pluvial	3
I.3. Caractéristiques des eaux usées.	3
I.3.1. Les paramètres physiques.....	4
I.3.2. Les Paramètres chimiques.	5
I.3.3 Paramètres biologiques.	9
I.4. Les méthodes classiques de traitements	10
I.4.1. Les prétraitements	11
I.4.2. Le traitement primaire	12
I.4.3. Le traitement secondaire	14
I.4.3.1. L'élimination de l'ammoniaque : la nitrification	14
I.4.3.2. L'élimination des nitrates : la dénitrification	14
➤ Techniques de l'épuration biologique	14
a) Lits bactériens	14
b) Disques biologiques	15
c) Boues activées	16
d) L'épandage	18
I.4.4. Le traitement tertiaire	18
I.4.4.1. La déphosphatation	18
I.4.4.2. La désinfection	18
I.4.5. Le traitement des boues	19
I.4.5.1. Epaissement des boues	20
I.4.5.2. La déshydratation	20
I.4.5.3. Incinération des boues	20
Conclusion.	

CHAPITRE II : Généralités sur le lagunage

Introduction

II.1. Définition du lagunage	22
II.2. Le principe général de lagunage	22
II.3. Principaux procédés de lagunage	23
II.3.A. Le lagunage naturel	24
II.3.A.1. Définition	24
II.3.A.2. Mode de fonctionnement	24
II.3.A.3. Types de bassins	24
II.3.B. Le lagunage aéré	26
II.3.B.1. Définition	26
II.3.B.2. Mode de fonctionnement	27
II.3.B.3. Type des bassins	27
II.4. Les organismes présents dans les bassins de lagunage	28
II.4.1. Bactéries exogènes	28
II.4.2. Bactéries endogènes	28
II.4.3. Les bactéries microphytes ou phytoplancton	29
II.4.4. Zooplancton	29
II.5. Les nuisances environnementales	30
II.6. Contraintes d'exploitation	30

Conclusion

CHAPITRE III : Présentation de la zone d'étude

Introduction

III.1. Localisation	31
III.2. Caractéristiques physique de la ville de MAHDIA	32
III.2.1. Relief	32
III.2.2. Géologie	32
III.2.3. Réseau hydrographique	32
III.3. Détermination de l'origine des eaux usées	32
III.3.1. Etude démographique de la région d'étude	33
III.3.2. Estimation de la population actuelle et future	33
III.4. Climatologie	34

III.4.1 Caractéristiques climatiques	34
III.4.2 Température de l'air.	35
III.4.3 Humidité de l'air	36
III.4.4 Vitesse du vent	37
III.4.5 Direction du vent	38
III.4.6 La Pluviométrie.	38
III.5 Situation hydraulique.	39
III.5.1 Alimentation en potable	39
III.5.2 Réseau d'assainissement.	40
III.5.3. Ouvrages de stockage.	40
III.5.4. Dotation.	41
III.6. Localisation du projet	41
III.7. Situation sociale.	43
III.7.1. Activités agricoles.	43
III.7.2. Activités industrielles.	43
III.7.3. Activité touristique.	43
Conclusion	

CHAPITRE IV : dimensionnement de la station d'épuration

Introduction

IV.1. Estimation des débits des eaux usées	44
IV.1.1. Débit moyen journalier : Q_{mj} (m^3/j)	45
IV.1.2. Débit moyen horaire : $Q_{moy,h}$ (m^3/h)	45
IV.1.3. Débit diurne : Q_d (m^3/h)	45
IV.1.4. Débit de pointe par temps sec : $Q_{pt,s}$ (m^3/h)	45
IV.1.5. Débit de pointe par temps de pluie : Q_{ptp}	46
IV.2. Estimation de la charge polluante	47
IV.2.1. Charge moyenne journalière en DBO5 (L_{DBO5})	47
IV.2.2. Charge moyenne des matières en suspension (L_{MES})	47
IV.2.3. Charge moyenne en DCO(L_{DCO})	47
IV.2.4. Charge moyenne de l'azote	48
IV.3. Dimensionnement des ouvrages de la station.	48
IV.3.A. Ouvrages de prétraitement.	48

IV.3.A.1. Dégrillage.	49
IV.3.A.1.1. Types de dégrillage.	49
IV.3.A.1.2. Base de calculs du dimensionnement du degriilleur 50	50
IV.3.A.1.3. Critères de conception 50	50
IV.3.A.1.4. Pertes de charge (Δh) 62	62
IV.3.A.2. Dessablage-déshuilage. 55	55
IV.3. A.2.1. Dimensionnement du dessableur-déshuileur.56	56
IV.3.A.2.2. Calcul des charges polluantes à la sortie du dessableur.58	58
IV.3.B. Traitement biologique.59	59
IV.3.B.1. Dimensionnement des bassins de lagunage aéré.59	59
IV.3.B.1.1. Filière épuratoire.59	59
IV.3.B.1.2. Dimensionnement définitif (pour l’horizon 2053).59	59
IV.3.B.1.2.1 Bassin d’aération.59	59
IV.3.B.1.2.2. Bassin de décantation. 61	61
IV.3.B.1.2.3. Bassin de finition. 62	62
IV.3.B.1.3. Fourniture d’oxygène. 63	63
IV.3.B.1.4. Procédé d’aération. 63	63
IV.3.B.1.5. Surface au sol. 63	63
IV.3.B.1.6. Fiabilité. 63	63
IV.3.B.1.7 Charge et rendement pour chaque bassin 64.	64.
IV.3.B.1.7.1. La charge massique.64	64
IV.3.B.1.7.2 Charge volumique65	65
IV.3.B.7.3. Modèle de calcul 65	65
IV.3.B.1.8. Aération.....66	66
IV.3.C. Traitement des boues.69	69
IV.3.C.1. Choix de la filière de traitement. 69	69
IV.3.C.1.1. Déshydratation des boues.70	70
IV.3.C.1.2. Dimensionnement du lit de séchage.70	70
IV.3.C.1.2.1. Calcul du volume de boue.70	70
IV.3.C.3.2.2. Calcul de la surface totale des lits de séchage.70	70
IV.3.C.3.2.3. Calcul de la surface de chaque bassin.70	70
IV.3.C.3.2.4. Volume de chaque bassin.71	71
IV.2.C.1.3. L’épaississement 71	71
Conclusion.	

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

Introduction

V.1. Dimensionnement du Déversoir à l’entrée de la station 73	73
V.1.1. Définition du déversoir d’orage73	73
V.1.2. Mode de fonctionnement73	73
V.1.3 Types de déversoir d'orage.74	74

V.1.4. Dimensionnement du Déversoir.	74
❖ Evaluation du débit amont du déversoir	74
❖ Evaluation du débit aval du déversoir	74
❖ Evaluation du débit déversé $Q_{dév}$	74
V.2. Dimensionnement de la conduite de fuite.	75
V.3. Profil hydraulique.	75
V.3.1. Perte de charge, diamètre et la longueur des conduites reliant les ouvrages de la STEP.	75
V.3.2. Cotes moyennes du terrain naturel des ouvrages.	76
Conclusion	

CHAPITRE VI : Cout de réalisation

Introduction

VI.1. Coût d'investissement	81
VI.1.1.Coût de terrassement	81
VI.1.2.Coût d'excavation	82
VI.1.1.3.Coût de la géo-membrane	82
VI.1.1.4Coût du béton armé	82
VI.1.1.5. Coût totale du génie civil.....	84
VI.1.1.6. Coût des voiries et réseaux divers (VRD)	84
VI.1.1.7. Coût des aérateurs	84
VI.1.1.8. Coût total des investissements de la station	85
VI.1.1.9. Le coût total de l'investissement avec TVA	85
VI.2. Coût de fonctionnement	85
VI.2.1. Coût de main d'œuvre	85
VI.2.2. Coût de l'énergie électrique	85
VI.2.3. Le coût annuel de l'énergie électrique	86
VI.2.4. Coût de renouvellement du matériel électromécanique	86
VI.2.5. Coût des frais financiers	86
VI.2.6. Coût de fonctionnement total	86
VI.3. Calcul du prix du m^3 d'eau traitée	87
VI.3.1. Coût d'amortissement annuel	87
VI.4. Coût total de la station	87
VI.5. Coût de m^3 d'eau épurée	87

Conclusion

Conclusion générale.

Références bibliographiques.

ANNEXES.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Généralités sur les eaux usées

Figure I.1	Les différentes étapes de la métabolisation de la pollution azotée	08
Figure I.2	les étapes du prétraitement	12
Figure I.3	Schéma d'un décanteur primaire	13
Figure I.4	Fonctionnement des lits bactériens.	15
Figure I.5	Traitement par disques biologiques	16
Figure I.6	Traitement secondaire par boues activées	17
Figure I.7	schéma Désinfection par UV	19
Figure I.8	schéma Désinfection par ozonation	19
Figure I.9	Schéma de fonctionnement d'une station d'épuration classique	21

CHAPITRE II : Généralités sur le lagunage

Figure II.1	principe de fonctionnement du lagunage	23
Figure II.2	Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel	25
Figure II.3	Système d'épuration par lagunes aérées	27

CHAPITRE III : Présentation de la zone d'étude

Figure III.1	Plan de situation de la zone d'étude	31
Figure III.2	Variation des Températures	36
Figure III.3	Répartition de l'humidité	37
Figure III.4	Insolation mensuelle	38
Figure III.5	Moyennes Mensuelles des précipitations	39
Figure III.6	Localisation du site de la future STEP	42

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Figure IV.1	dégrilleur automatique et manuel	49
Figure IV.2	Schéma global de la répartition de lagunes naturelles	59

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

Figure V.1	Schéma du déversoir d'orage	73
-------------------	-----------------------------	-----------

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Titre	Page
CHAPITRE III : Présentation de la zone d'étude		
Tableau III.1	Evolution de la population entre 1966 / 2005)	33
Tableau III.2	Evolution de la population future (2005- 2035)	34
Tableau III.3	Les caractéristiques géographiques de la station	34
Tableau III.4	Températures mensuelle et annuelle de l'air, °C	35
Tableau III.5	Humidité relative de l'air, %	36
Tableau III.6	Vitesse moyenne et maximale du vent (2017).	37
Tableau III.7	direction de vent	38
Tableau III.8	Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle (2017)	39
Tableau III.9	Ressources hydriques de la région d'étude	40
Tableau III.10	Progression de la Dotation Recommandée en Eau.	41
CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration		
Tableau IV.1	Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement	46
Tableau IV.2	Récapitulatif des charges polluantes	43
Tableau IV.3	Critères de conception des dégrilleurs	50
Tableau IV.4	Valeurs de « e » et « d » pour les grilles grossières et fines	51
Tableau IV.5	Valeurs du coefficient β en fonction de la forme des barreaux	52
Tableau IV.6	Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier	52
Tableau IV.7	Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier	53
Tableau IV.8	Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin	53
Tableau IV.9	Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin	54
Tableau IV.10	Les résultats de calcul des dégrilleurs	55
Tableau IV.11	Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage	56
Tableau IV.12	Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage	57
Tableau IV.13	Récapitulation de dimensionnement du prétraitement	58
Tableau IV.14	récapitulation du dimensionnement de lagunes aérées.	63
Tableau IV.15	les valeurs de C_m et C_v pour la déférente charge	65
Tableau IV.16	Différentes valeurs de K en fonction de la nature de l'effluent.	66
Tableau IV.17.	Charge et rendement pour chaque bassin	66
Tableau IV.18.	Les caractéristiques des aérateurs	69
Tableau IV.19.	Caractéristiques du lit de séchage	71
CHAPITRE V : Calcul hydraulique		
Tableau V.1	Les valeurs de K , m et β	75
Tableau V.2	Côtes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station	76
Tableau V.3	Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP	77

Tableau V.4	les côtes du radier des ouvrages de la STEP	78
Tableau V.5	Récapitulatif des différents diamètres et côtes des ouvrages de la STEP.	80

CHAPITRE VI : Cout de réalisation

Tableau VI.1	Le coût de terrassement de chaque ouvrage	81
Tableau VI.2	Le coût d'excavation de chaque ouvrage	82
Tableau VI.3	Le coût de revêtement en géo-membrane de chaque ouvrage	82
Tableau VI.4	Le coût du béton armé de chaque ouvrage	83
Tableau VI.5	Cout énergétique électrique	85
Tableau VI.6	récapitulation du cout de réalisation de notre future station	87

LISTE DES ABREVIATIONS

Symboles	Désignations
ERU	Eau résiduaire urbaine.
EU	Eau usée.
EP	Eau pluviale.
MD	Matières décantables
MM	Matières minérale
MO	Matières organique
N	Azote
MES	Matière en suspension.
MVS	Matière volatile en suspension.
MMS	Matière minérale en suspension.
DCO	Demande chimique en oxygène.
DBO5	Demande biochimique en oxygène.
ONM	Office nationale de métrologie.
ONS	Office nationale des statistiques.
ANRH	Agence nationale des ressources hydrauliques.
DRE	Direction des ressources en eau.
ONA	Office nationale d'assainissement.
DPAT	Direction de planification et d'aménagement du territoire.
AEP	Alimentation en eau potable.
STEP	Station d'épuration.
DN	Diamètre nominal
EqH	Equivalent habitant
Hab.	Habitant
PEHD	Polyéthylène haute densité
PH	Potentiel Hydrogène
PN	Pression nominal
T	Température.
°C	Degré Celsius

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Plan topographique.

Planche N°02 : Schéma de lagunage aère.

Planche N°03 : Profil hydraulique.

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

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est le secret de la vie, car elle est considérée comme une denrée précieuse, ou en d'autres termes, l'or bleu, qui est un facteur essentiel dans...

Croissance et développement sociaux et économiques. Il prouve son utilité pour les usages humains dans diverses activités quotidiennes, et même après son utilisation, ses propriétés changent et il se transforme en eaux usées qui sont rejetées dans le milieu naturel.

Les rejets d'eaux usées augmentent en raison de l'industrialisation et de l'augmentation du niveau de vie de la population.

Ces rejets dans la nature sont considérés comme l'un des principaux phénomènes à l'origine de la pollution de l'environnement, de la contamination des eaux souterraines et de la propagation de maladies d'origine hydrique.

Les eaux usées comprennent l'eau provenant des activités domestiques, agricoles et industrielles, qui est chargée de substances toxiques et pénètre dans les canalisations d'égouts. Cela inclut également l'eau de pluie et sa charge.

En effet, le rejet d'eaux usées chargées de polluants dans le milieu récepteur sans aucun traitement préalable constitue une préoccupation croissante en raison des effets indésirables qu'il peut engendrer sur l'environnement et la santé publique.

Ainsi, l'implantation d'une station d'épuration est l'une des solutions pour traiter les eaux usées avant de les rejeter dans le milieu récepteur sans les exposer à des risques de pollution. C'est une installation qui vise à épurer les eaux usées de la ville avant de les rejeter dans le milieu naturel. . Il est installé à la fin du réseau de collecte. De nombreux principes physiques et biologiques peuvent être utilisés. Le plus souvent, il s'agit d'un processus biologique car il implique des bactéries capables de décomposer les matières organiques. La taille et le type d'appareils dépendent du degré de contamination de l'eau à traiter.

Dans notre cas, les eaux usées de la ville de Mahdia sont rejetées directement dans le milieu naturel, c'est pourquoi l'installation d'une station d'épuration est plus que nécessaire. L'objectif de ce travail est donc de déterminer la taille de la station d'épuration des eaux usées de la ville.

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

Le premier chapitre : Généralités sur les eaux usées

Une étude bibliographique sur les eaux usées. Il est important d'avoir une idée sur sa

définition, son origine et ses propriétés, ainsi que sur les différentes méthodes utilisées pour le purifier afin de protéger l'homme et l'environnement.

Le deuxième chapitre : Généralités sur le lagunage

Il comprend une définition du lagunage en général, présentant les types avec leurs caractéristiques, et nous avons également parlé des facteurs qui entrent dans la composition du lagunage.

Le troisième chapitre : présentation de la zone d'étude

Nous présentons les caractéristiques de cette région d'un point de vue géographique, climatique et démographique.

Le quatrième chapitre : dimensionnement de la station d'épuration

Le dimensionnement de la station doit être conçu selon des normes permettant de traiter les flux de polluants en fonction de leur débit et de leur charge de référence, ce qui est considéré comme un élément central de notre projet.

Le cinquième chapitre : Calcul hydraulique

Le calcul hydraulique des conduites existantes dans la station d'épuration.

Le sixième chapitre : Cout de réalisation

L'estimation du cout d'installation de notre future station, nous avons calculé le cout d'investissement et le cout de fonctionnement.

CHAPITRE I :

Généralités sur les eaux usées

Généralités sur les eaux usées

Introduction :

Dans la vie de tous les jours, une personne utilise l'eau pour subvenir à ses besoins. Complications

En conséquence, les utilisations humaines de l'eau conduisent à la formation d'eaux usées provenant de diverses sources Comme les eaux usées domestiques (eaux grises), eaux usées industrielles, eaux agricoles et eaux pluviales. Cette eau est généralement évacuée Dans le réseau d'égouts, ce qui représente un véritable enjeu pour la santé de la population mais aussi pour l'environnement.

Ce chapitre est consacré aux généralités, puisque nous avons examiné, d'une part, les origines, les types et les caractéristiques des eaux usées, et d'autre part, les différents procédés de leur épuration, leurs propriétés puis leurs destinations finales après traitement.

I.1. Définition :

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

I.2. Origines des eaux usées :

Comme l'eau est très utilisée par l'homme dans plusieurs domaines, cela implique une formation d'eaux usées en différentes concentrations d'impuretés Suivant l'origine et la qualité des substances polluantes, on distingue quatre catégories d'eaux usées :

- 1- eaux usées d'origine domestique, industrielle et/ou agricole
- 2- eaux pluviales ou de ruissellement urbain.

I.2.1. Origine domestique :

Les eaux usées sont un mélange d'eau contenant des déchets humains. Ces eaux sont souvent composées de matières et de matériaux organiques dégradables Minéraux, ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension. Ils sont principalement composés de l'eau provenant du robinet de vidange des toilettes. Il y a

aussi des eaux Appareils électroménagers pour l'évacuation des eaux usées de la cuisine et de la salle de bain.

Ils proviennent principalement :

- L'eau de cuisson contient des minéraux en suspension provenant de la source d'eau.
- Lavage des légumes, des substances alimentaires d'origine biologique

(Glucides, lipides, protéines) et produits détergents dégraissants utilisés pour la vaisselle ;

- Eau de lessive contenant principalement des détergents,
- L'eau des toilettes contient des produits utilisés pour l'hygiène personnelle,

Généralement des graisses hydrocarbonées,

Des eaux de vannes qui proviennent des sanitaires (w.c), très chargées en matières Organiques hydrocarbonées, en composés azotés, phosphatés et microorganisme.

I.2.2. Origine industrielle :

Les entreprises industrielles utilisent de grandes quantités d'eau et, même si elle est encore nécessaire à leur bon fonctionnement, seule une petite partie est réellement consommée ; le reste est rejeté. Néanmoins, on peut classer les émissions industrielles majeures selon la nature du danger qu'elles provoquent :

- Pollution causée par les matières minérales en suspension (lavage du charbon, carrières, criblage de sables et graviers, industrie de production d'engrais phosphatés, etc.).

- Contamination par des matériaux présents dans des solutions minérales (usines de décapage, usines de galvanisation, etc.).

- Contamination par des matières organiques et des huiles (industrie agroalimentaire, raffinage, pâte à papier, etc.). Pollution provenant de diverses émissions d'hydrocarbures et de produits chimiques (raffineries, porcheries, produits pharmaceutiques, etc.).

- Contamination par émissions toxiques (déchets radioactifs non traités, effluents radioactifs de l'industrie nucléaire, etc.).

Les eaux usées industrielles ont souvent une composition plus spécifique et sont directement liées au type d'industrie considéré [2]

I.2.3. Origine agricole :

Ces plans d'eau ont été contaminés par des substances utilisées en agriculture. Dans le cadre d'une agriculture performante et intensive, les agriculteurs sont amenés à utiliser des produits d'origines industrielles ou agricoles diverses, dont certains présentent ou peuvent présenter des risques pour l'environnement, notamment pour la qualité de l'eau. Il s'agit

principalement :

- Engrais (engrais minéraux commerciaux ou fumier d'animaux de ferme ou hors ferme)
- Produits phytopharmaceutiques (herbicides, fongicides, insecticides, etc.)

Donc ces eaux sont l'issus

- Des apports directs dus aux traitements des milieux aquatiques et semi-aquatiques tels que le désherbage des plans d'eau, des zones inondables (faucardage chimique) et des Fossés, ainsi que la démoustication des plans d'eau et des zones inondables (étangs et marais).

- Des apports indirects dus en particulier à l'entraînement par ruissellement, aux eaux de rinçage des appareils de traitement, aux résidus présents dans des emballages non

Correctement rincés ou détruits, aux eaux résiduaire des usines de fabrication et de Conditionnement.

I.2.4. Les eaux pluviales :

Elles peuvent aussi constituer la cause de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...). En outre, lorsque le système d'assainissement est dit "unitaire", les eaux pluviales sont mêlées aux eaux usées domestiques. En cas de fortes précipitations, les contraintes de préservation des installations d'épuration peuvent imposer un déversement de ce mélange très pollué dans le milieu naturel .

I.3. Caractéristiques des eaux usées :

On caractérise les eaux usées en fonction de leur composition physique, chimique et biologique.

Selon le niveau de polluants et les réglementations locales, on utilisera un traitement physique, chimique et/ou biologique. La plupart du temps, on combine les trois traitements ensemble pour obtenir la meilleure qualité d'eau.

Les caractéristiques des eaux usées varient considérablement d'une industrie à l'autre. Par conséquent, les caractéristiques particulières détermineront les techniques de traitement à utiliser pour satisfaire aux exigences en matière de rejets conformité. En raison du grand nombre de matières polluantes, les caractéristiques ne sont généralement pas prises en compte pour chaque substance. On regroupe les matières ayant des effets de pollution similaires en classes de polluants ou de caractéristiques.

On peut retenir les analyses suivantes :

I.3.1. Les paramètres physiques :

❖ Température (T) :

La température est un facteur écologique important des milieux aqueux [3]. Sa hauteur peut nuire gravement à la vie aquatique (pollution thermique). Il est important de connaître la température de l'eau avec une bonne précision, en effet elle joue Le rôle des sels, notamment dans la solubilité des gaz, la dissociation du pH, la connaissance de l'origine et des mélanges possibles d'eau. Il agit également comme un facteur physiologique qui affecte le métabolisme de croissance des micro-organismes vivant dans l'eau.

❖ Odeur :

Les eaux usées fraîches ont une odeur douce et ne sont pas désagréables, mais lorsqu'elles fermentent, elles deviennent nauséabondes. Les eaux usées industrielles (ERI) se caractérisent par une odeur de moisi. Toute odeur C'est un signe de contamination due à la présence de matières organiques décomposables.

❖ Couleur :

La couleur de l'eau peut être d'origine naturelle ou liée à la pollution. (Composés organiques colorés). C'est pourquoi la couleur de l'eau est très souvent La présence de composés dissous et la présence concomitante de solutés La coloration ne se limite pas aux parties visibles

❖ Matières en suspension (MES) :

Il s'agit de matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales, ils sont classé entre les particules minérales du type sable et les particules minérales du type mucilagineux. Elle comportent des matières organiques et des matières minérales. Les concentrations en MES dans les eaux usées sont très variables, et sont de l'ordre de 300 mg/l.

Les MES s'expriment par la relation suivante :

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

Avec :

MES : matières en suspension

MMS : matières minérales en suspension

MVS : matières volatiles en suspension

➤ Matières volatile en suspension :

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées

par calcination à 650°C d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles constituent environ 70 à 80% de MES. [4]

➤ **Matières minérales (MM) :**

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice, [5] poussières par exemple.

➤ **Les matières décantables (MD) :**

Elles représentent la fraction des matières en suspension qui sédimentent pendant un temps donné (moins 2 heures) [5]

Pour la détermination des matières en suspension (M.E.S) nous avons utilisé la méthode par filtration sur disque filtrant de 0.45µm. Le filtre est séché à 105°C puis pesé après refroidissement.. Le taux des matières en suspension (MES), exprimé en milligramme par litre (mg/l) est donné par l'expression[6] :

$$\text{MES} = (\text{M1}-\text{M0}) \text{ 1000/V}$$

avec:

- **V** : Le volume en ml d'échantillon utilisé ;
- **M0** : La masse en mg du disque filtrant avant utilisation ;
- **M1** : La masse en mg du disque filtrant après utilisation. (Rodier, 2005).

I .3.2 Paramètres chimiques :

❖ **Conductivité électrique (CE) :**

La conductivité est la propriété que possède une eau de favoriser le passage d'un courant électrique[7] . En effet, le milieu contient des ions qui peuvent se déplacer dans un champ électrique. Cela dépend de la nature de ces ions dissous et de leur concentration. L'unité de conductivité est Siemens par mètre (S/m).

❖ **Le potentiel Hydrogène (pH) :**

Le potentiel hydrogène représente l'acidité ou l'alcalinité d'une solution. L'acidité , la neutralité et l'alcalinité d'une solution aqueuse peut s'exprimer par la concentration en H₃O⁺ (noté H⁺ pour simplifier).Le pH d'une eau domestique ou urbaine se situe généralement entre 6.8 à 7.8.

$$\text{pH} = \log 1/[\text{H}^+]$$

❖ Demande biochimique en oxygène (DBO) :

La demande biochimique en oxygène correspond à la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes aérobies présents dans l'eau pour oxyder les matières organiques dissoutes ou en suspension dans l'eau. Il s'agit donc d'une consommation biologique potentielle d'oxygène.

Ce paramètre constitue un bon indicateur de la teneur en matières organiques biodégradables d'une eau au cours des procédés d'autoépuration. Ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la Destruction de la matière organique par phénomènes d'oxydation aérobie dus aux réactions chimiques suivantes ;

Substrat + microorganisme + O₂ → CO₂ + H₂O + Energie + biomasse.

Pour assurer la dégradation des matières biodégradables en 5 jours, à 20 °C et à l'obscurité. Appelée DBO₅ L'unité de mesure de la DBO est le mg O₂/L.

❖ Demande chimique en oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène traduit la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement les matières organiques contenues dans l'effluent[8].

La mesure de la DCO se fait à l'aide d'un oxydant énergétique comme le bichromate de potassium, en milieu acide, et à chaud pendant deux heures.

On estime que cette oxydation détruit à 90-95% des composés. Cependant, elle s'applique à des composés qui ne jouent aucun rôle dans le déficit en oxygène d'un cours d'eau. Il s'agit par exemple, des halogénures minéraux (sauf le fluor). [8]

Il est souvent recommandé d'effectuer la mesure de la DCO avant celle de la DBO afin d'estimer la proportion des dilutions à effectuer.

Elle est exprimée en mg O₂/l. Généralement la valeur de la DCO est[8] :

DCO = 1.5 à 2 fois DBO Pour les eaux usées urbaines.

DCO = 1 à 10 fois DBO Pour tout l'ensemble des eaux résiduaires.

DCO > 2.5 fois DBO Pour les eaux usées industrielles.

La relation empirique de la matière organique (MO) en fonction de la DBO₅ et la DCO est donnée par l'équation suivante (kg/jours) :

$$\text{MO} = (2 \times \text{DBO}_5 + \text{DCO}) / 3 \text{ [8]}$$

❖ Notion de biodégradabilité :

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être décomposé ou oxydé par les microorganismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux. La biodégradabilité est exprimée par un coefficient K, tel que :

$$K = DCO/DBO5$$

Si $K < 1.5$: cela signifie que les matières oxydables sont constituées en grande Partie de matières fortement biodégradables

Si $1.5 < K < 2.5$: cela signifie que les matières oxydables sont moyennement Biodégradables.

Si $2.5 < K < 3$: les matières oxydables sont peu biodégradables.

Si $K > 3$: les matières oxydables sont non biodégradables.

La valeur du coefficient K détermine le choix de la filière de traitement à adopter, si l'effluent est biodégradable on applique un traitement biologique, sinon on applique un traitement physicochimique.

❖ **Azote Global (NGL) :**

L'azote présent dans l'eau peut avoir un caractère organique ou minéral. L'azote organique est principalement constitué par des composés tels que des protéines, des polypeptides, des acides aminés, de l'urée. Le plus souvent ces produits ne se trouvent qu'à de très faibles concentrations. Quant à l'azote minéral (ammoniacal, nitrate, nitrite), il constitue la majeure partie de l'azote total [7].

- * **L'azote ammoniacal (N-NH₄⁺) :** traduit un processus d'ammonification de la matière organique azotée. Les ions ammonium sont nitrifiés par l'action de bactéries nitrifiantes. Les réactions réversibles avec l'eau sont fonction également de la température et sont les suivantes :



- * **L'azote nitreux (N-NO₂⁻) :** provient d'une oxydation incomplète de l'azote Ammoniacal ou par une réduction des nitrates par dénitrification. Les nitrites sont instables et sont rapidement transformés en nitrates.
- * **L'azote nitrique (N-NO₃⁻) :** est produit par nitrification de l'azote

ammoniacal. Il joue un rôle important dans le développement des algues et participe au phénomène d'eutrophisation. En plus de la toxicité de la forme ammoniacale et nitrique l'azote intervient dans le phénomène de l'eutrophisation. Donc, sa caractérisation et sa quantification sont primordiales pour les rejets liquides dans le milieu naturel.

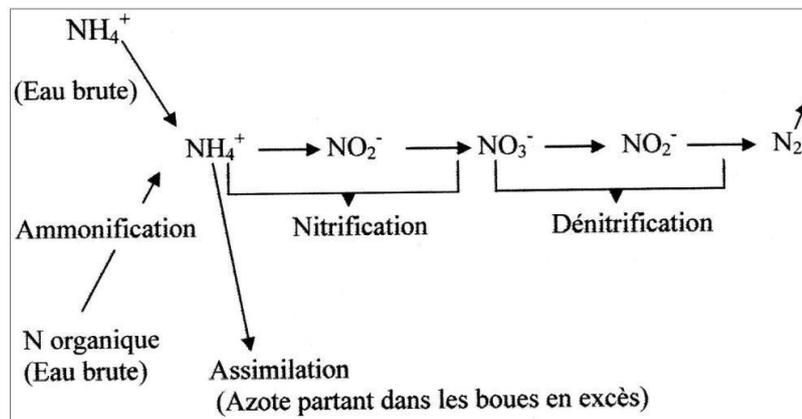


Figure I.1 Les différentes étapes de la métabolisation de la pollution azotée

❖ Phosphore Total (PT) :

Le phosphore est dissous ou en suspension dans l'eau sous forme minérale ou organique. Les composés du phosphore qui répondent aux tests spectrophotométriques sans hydrolyse ni minéralisation sont considérés comme des ortho phosphates. L'hydrolyse en milieu acide fait apparaître le phosphore hydrolysable et minéralisation, le phosphore organique. Chaque fraction (phosphore en solution ou en suspension) peut être séparé analytiquement en ortho phosphates, phosphore hydrolysable et phosphore organique.

Suivant les cas, la teneur en phosphates peut être exprimée en mg/L de PO₄ ou de P₂O₅

$$1\text{mg/L PO}_4 = 0,747 \text{ mg/L P}_2\text{O}_5 = 0,326 \text{ mg/L P. [2]}$$

❖ Métaux lourds :

Les oligo-éléments métalliques sont généralement définis comme des métaux lourds. Les métaux lourds sont tous des éléments métalliques naturels ayant une densité supérieure à 5 g/cm³. Ceux-ci incluent tous les métaux et métalloïdes toxiques pour les humains, tels que le plomb, le mercure, l'arsenic et le cadmium. Le cuivre, le zinc et le chrome sont nécessaires à l'organisme en petites quantités, mais peuvent être toxiques en grandes quantités.

Les métaux lourds sont détectés en quantités infimes dans les eaux usées municipales. En général, des concentrations élevées indiquent clairement des émissions industrielles. Leur présence affecte l'activité des micro-organismes et perturbe ainsi le processus d'épuration biologique.

❖ TDS (solides totaux dissous) :

On mesure tous les sels dissous dans l'eau. L'unité de mesure est le mg/l. C'est important de connaître la concentration des TDS dans l'eau car si elle est élevée cela provoque de la corrosion et de l'incrustation. On détermine les TDS avec des testeurs à affichage digital faciles à utiliser.

❖ Charge massique et volumique et âge des boues :

On caractérise un bassin d'aération par :

- * Charge volumique C_v : il s'agit du rapport Kg DBO5/ m³ de réacteur
- * Charge massique C_m : il s'agit du rapport Kg DBO5/ Kg MES et par jour
- * Charge massique C_m' : il s'agit du rapport Kg DBO5/ Kg biomasse et par jour

La charge massique s'exprime ainsi soit par rapport à la masse de la MES contenue dans le bassin biologique, C_m , ou soit par rapport à la masse de la MVS, C_m'

Age des boues : il s'agit du rapport entre la biomasse présente dans le réacteur et la quantité de boue purgée chaque jour. Dans la plus part des cas, l'optimum de C_m est déterminé afin d'éviter :

- * Pour les faibles charges, il n'y a pas assez de nourriture et la respiration endogène a lieu.
- * Au contraire, si le substrat est abondants, il y a formation de microorganismes filamenteux, les floccs prennent des dimensions anormalement élevées et décantent mal. C'est le phénomène de gonflement des boues ou « Bulking ». Il en résulte une boue légère constituée de capsules cellulaires et donc de mauvaise sédimentabilité. Il y a dispersion des floccs.

❖ L'oxygène dissous :

L'oxygène dissous est un composé essentiel dans l'eau car il influence les réactions biologiques qui se produisent dans les écosystèmes aquatiques. Dans le domaine du nettoyage, la décomposition des polluants revêt une grande importance et s'effectue principalement par voie aérobie. Les mesures sont effectuées à l'aide d'un oxymètre Oxi 179-S.

I.3.3 Paramètres biologiques :

Les micro-organismes qui se trouvent dans l'eau usée sont à l'origine du traitement biologique. Ils sont cités par ordre croissant de taille : les virus, les bactéries, les

Protozoaires et les helminthes.

❖ **Les virus :**

Les virus sont des parasites intracellulaires qui ne peuvent se multiplier que dans une cellule hôte. On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines de 10^3 à 10^4 particules par litre.

❖ **Les bactéries :**

Les eaux usées municipales contiennent environ 10^6 à 10^7 bactéries par 100 ml, dont 10^3 bactéries pathogènes. La plus connue est Salmonella, qui provoque la fièvre typhoïde et des maladies intestinales, mais n'oubliez pas E. coli, qui a une durée de vie de deux à trois mois et se développe dans l'environnement.

❖ **Protozoaires :**

Les protozoaires sont des organismes unicellulaires surtout complexes et surtout axogènes que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des parasites, c'est-à-dire qu'ils évoluent aux dépens de leurs hôtes. Certains protozoaires prennent la forme de kystes tout au long de leur vie. Cette forme tolère généralement les procédés de traitement des eaux usées.

❖ **Helminthes :**

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Comme les protozoaires, ce sont avant tout des parasites. Les œufs d'insectes sont très résistants et peuvent survivre sur le sol et les cultures pendant des semaines, voire des mois. La concentration d'œufs dans les eaux usées varie de 10 à 10^3 œufs/l.

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

Le traitement complet des eaux usées, depuis l'entrée de la station d'épuration jusqu'à leur rejet dans la nature, peut être grossièrement divisé en deux zones.

- Service des eaux qui élimine tous les contaminants avant que l'eau ne pénètre dans le milieu naturel.
- Département boues. Les résidus produits dans le service des eaux sont traités et déshydratés avant rejet.

Les différentes étapes et principales tâches du traitement des eaux usées sont décrites ci-dessous.

I.4.1 Les méthodes classiques de traitements :

Les confins de paye bondée des pluies résiduelles peuvent participer en gros scindée en nettoyage filières :

- ❖ La filière eau comme lesquels l'eau est débarrassée de globaux le polluant lieu son rejet comme la truanterie naturel ;
- ❖ La filière boue comme lesquels les résidus générés par la frondaison eau sont traités et déshydratés lieu à elles évacuation. La frondaison eau comprend généralement :
- ❖ Un prétraitement pendant l'dépossession des objets de dimension comprise à cause 0,1 et 50 mm (dégrillage, tamisage), des graisses et du sable,
- ❖ Une paye grossière pendant l'dépossession des matières en lampe assidûment décantables,
- ❖ Un paye mineur mixte d'un suramplificateur écologique pendant l'dépossession de la infection fermentable organique (DBO5) ou minérale (NH₃, NO₃⁻, P).
- ❖ Certaines stations sont puisque équipées d'un paye services pendant l'dépossession des microorganismes ou du phosphore résiduel.

Les boues provenant du décanteur grossier (boues primaires) et de la paye écologique (boues biologiques) seront croupion traitées et conditionnées sur la frondaison boues.

I.4.1.1 Les prétraitements :

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

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

Ils font appel :

- ❖ A des procédés mécaniques, comme des grilles ou des tamis, pour éliminer des grosses particules transportées par les eaux [9].

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

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

Cette étape est souvent couplée avec l'élimination des flottants, et en particulier des graisses, dans un ouvrage appelé dégraisseur/dessableur.

La pollution présente dans les eaux résiduaires, une fois prétraitées, se compose d'une fraction de fines particules (les MES) qui n'ont pas été arrêtées par le dégrillage ou le tamisage et des molécules organiques et minérales en solution vraie ou colloïdale [9].

En règle générale, l'élimination de MES est obtenue par décantation gravitaire alors que

celle de la pollution soluble subit une dégradation biologique, mais pour certaines stations d'épuration, l'élimination de MES est réalisée dans l'ouvrage du traitement biologique.

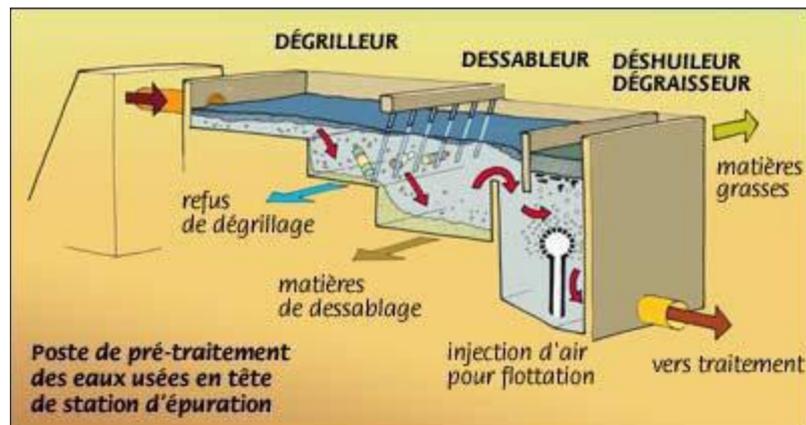


Figure I.2 : les étapes du prétraitement des ERI

I.4.2. Le traitement primaire :

Il s'agit le davantage communément d'une lessive qui permet d'éliminer les matières en suspension décantables en 2 heures. L'utilisation de réactifs chimiques pour éliminer des particules plus fines constitue un traitement physico-chimique. Ce traitement permet donc essentiellement l'élimination de la pollution particulaire et d'une partie de la pollution organique sous forme particulaire (de l'ordre de 65 à 80% de la DCO avec un traitement physico-chimique).

Les matières en suspension ont souvent une teneur en matière organique importante (de 70 à 90%) et une densité légèrement supérieure à celle de l'eau.

Elles vont se décanter naturellement dans un décanteur primaire en 1 à 2 heures. L'eau ainsi clarifiée s'écoulera par débordement et les MES qui ont décanté au fond du bassin (boues primaires) seront extraites et envoyées vers les ouvrages de traitement des boues. .

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

Ce procédé appelé flottation est principalement utilisé dans le traitement des eaux résiduaires industrielles (élimination de MES sur les effluents hautement fermentescibles, ex agroalimentaire), pour l'élimination des graisses au niveau du prétraitement, ou encore pour

La concentration des boues biologiques.

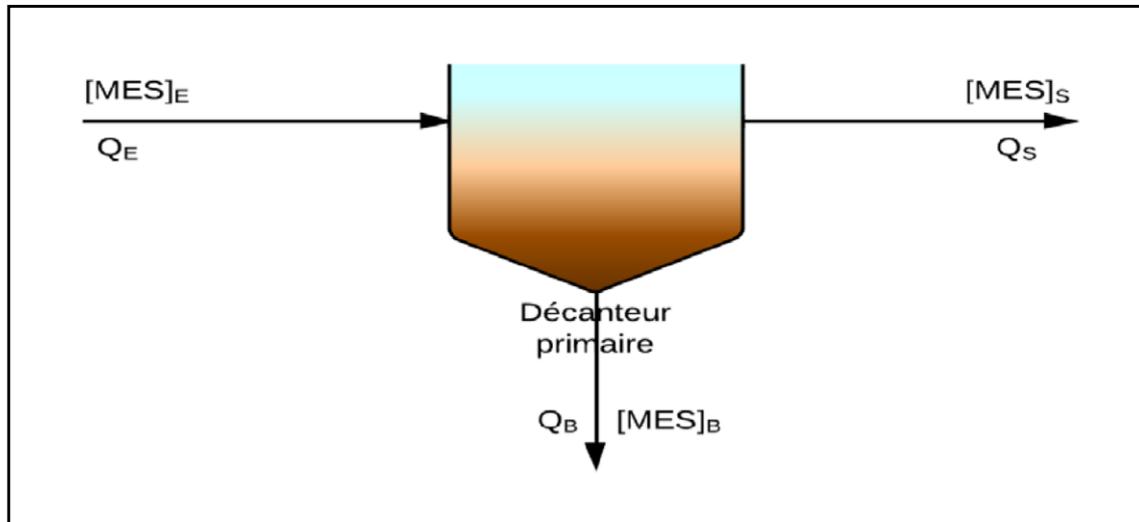


Figure I.3 : Schéma d'un décanteur primaire

I.4.3. Le traitement secondaire :

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

Ces traitements reposent sur la capacité des micro-organismes à oxyder les substances minérales (comme le NH_3) et les composants de la DCO et de la DBO d'une part (aérobie) et d'autre part à réduire la molécule d'oxygène : NO_3 (anoxie), SO_4 et CO_2 (anaérobie). Il devient donc possible d'éliminer une partie des polluants biodégradables solubles et du MES.

I.4.3.1. L'élimination de l'ammoniaque : la nitrification

Oxydés Contrairement à la matière organique, l'élimination de l'ammoniaque n'est possible qu'en présence d'oxygène. La réaction d'oxydation n'est réalisée que par un nombre très limité d'espèces bactériennes strictement aérobies, les bactéries nitrifiantes. L'oxydation de l'ammoniac en nitrates s'effectue en deux étapes [6] :

- NH_3 est d'abord converti en nitrite (NO_2^-) par des bactéries du genre **Nitrosomonas**.
- Les nitrites sont ensuite en nitrates (NO_3^-) par des bactéries du genre **Nitrobacter**.

I.4.3.2. L'élimination des nitrates : la dénitrification

Dans le cas de l'élimination biologique des nitrates, la dénitrification, la réaction nécessite l'oxydation concomitante d'une molécule organique ou minérale qui fournira l'énergie nécessaire à la réduction des nitrates en azote N_2 [9].

En pratique, l'épuration biologique est mise en œuvre de la manière suivante. :

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

❖ Techniques de l'épuration biologique :

Les principales techniques de l'épuration biologique sont :

a) Lits bactériens :

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

Dans cette méthode les micro-organismes épurateurs sont fixés sur un support poreux (pierre panse, pierre volcanique, plastique, cailloux ...etc.) formant une pellicule bactérienne en suite l'effluent est dispersé par une grille de répartition sur toute la surface du lit, l'effluent ainsi dispersé percole lentement à travers le massif filtrant et provoque la prolifération des micro-organismes, une recirculation de l'effluent est parfois nécessaire afin de compléter le traitement. Si le film bactérien devient trop important, il se décolle tout seul et doit être séparé des eaux usées par décantation. Par conséquent, l'eau entre dans un décanteur secondaire (ou clarificateur) et les boues restantes sont éliminées.

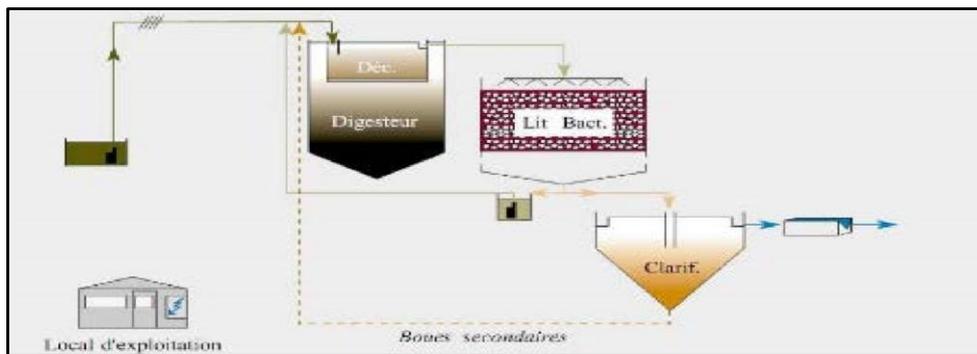


Figure I.4 : Fonctionnement des lits bactériens. [10]

❖ **Avantage :**

De bonnes performances peuvent être obtenues avec une sélection appropriée des matériaux et de la taille des pores (surface spécifique accrue). Les lits bactériens sont également efficaces pour les eaux usées municipales et certaines industries (parfum, agroalimentaire), et le fonctionnement d'une station de lit bactérien reste simple et ne nécessite pas de gestion des stocks de boues.

❖ **Inconvénients :**

Le prétraitement doit être efficace, sinon un blocage progressif se produira et la litière devra être vidée, nettoyée et remplacée.

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

b) Disques biologiques :

Les eaux usées pré-décantées sont introduites dans une structure dans laquelle un disque monté sur un essieu tourne à faible vitesse. Un film bactérien se forme alors sur ces disques biologiques en plastique. Lors de leur émergence, ces bactéries prélèvent l'oxygène nécessaire à

leur respiration et lors de l'immersion, elles absorbent la pollution dissoute dont elles se nourrissent.

Les eaux usées pré-décantées sont introduites dans une structure dans laquelle un disque monté sur un essieu tourne à faible vitesse. Un film bactérien se forme alors sur ces disques biologiques en plastique. Les boues ainsi piégées sont renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour y être stockées et digérée

La performance de ce processus est liée à :

- Profondeur d'immersion du disque (généralement 2 mètres).
- La vitesse de rotation de l'arbre doit être optimale pour permettre une bonne aération et une immobilisation des bactéries.
- La température qui doit être comprise entre 15 et 29.

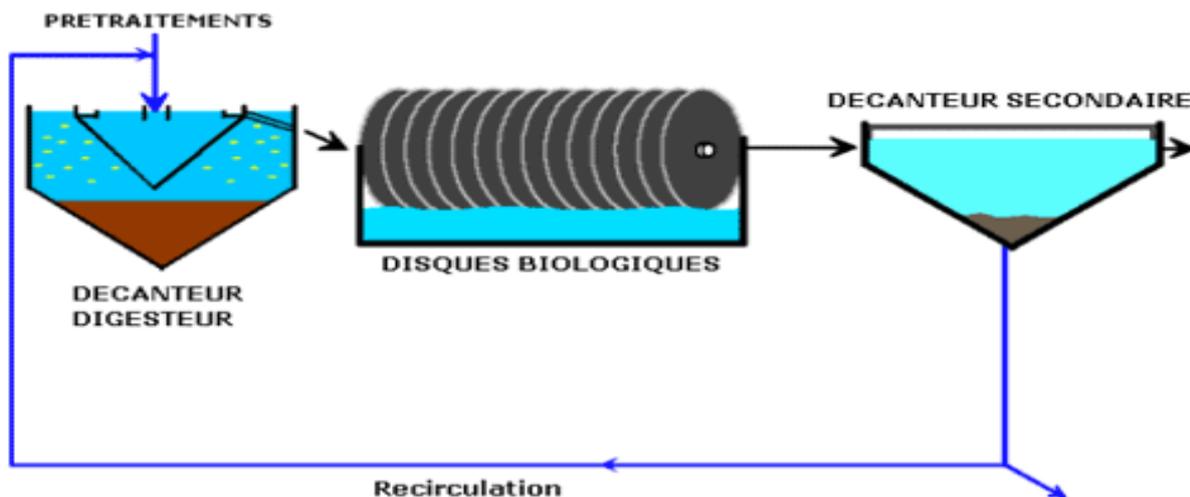


Figure I.5 : Traitement par disques biologiques.

❖ **Avantage :**

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

❖ **Inconvénients :**

Les disques biologiques ne s'adaptent pas aux traitements à fort stress. Ils sont très sensibles à la qualité de l'eau traitée, aux pics de concentration et aux débits excessifs. Ceux-ci ne conviennent que pour traiter les eaux usées des petites villes.

c) Boues activées :

Il s'agit d'un système d'épuration aérobie, c'est-à-dire nécessitant un apport d'oxygène. La culture bactérienne est maintenue dans un bassin aéré et brassé.

Un système d'aération permet à la fois d'apporter l'oxygène nécessaire à l'épuration et de brasser les eaux usées. Ce brassage est indispensable pour homogénéiser le mélange et éviter les dépôts. Les matières organiques contenues dans l'eau se transforment en carbone (sous la forme de dioxyde de carbone - CO₂) sous l'action des bactéries. Les résidus ainsi formés, contenant ce stock de bactéries, sont appelés "boues".

Après un temps de séjour dans ce bassin d'aération, l'effluent est renvoyé dans un clarificateur, appelé aussi décanteur secondaire. L'eau épurée est ainsi séparée des boues par décantation.

Ensuite, les boues sont soit envoyées dans une unité de traitement spécifique, en vue de leur épandage agricole ou de leur élimination, soit réinjectées pour partie dans le bassin d'aération. On qualifie cette opération de "recirculation des boues". Ce recyclage d'une partie des boues produites par le système d'épuration permet de maintenir la masse de bactéries contenue dans le bassin d'aération à un niveau compatible avec les performances épuratoires attendues.

Les traitements par boues activées éliminent de 85% à 95 % de la DBO₅, selon les installations. [11]

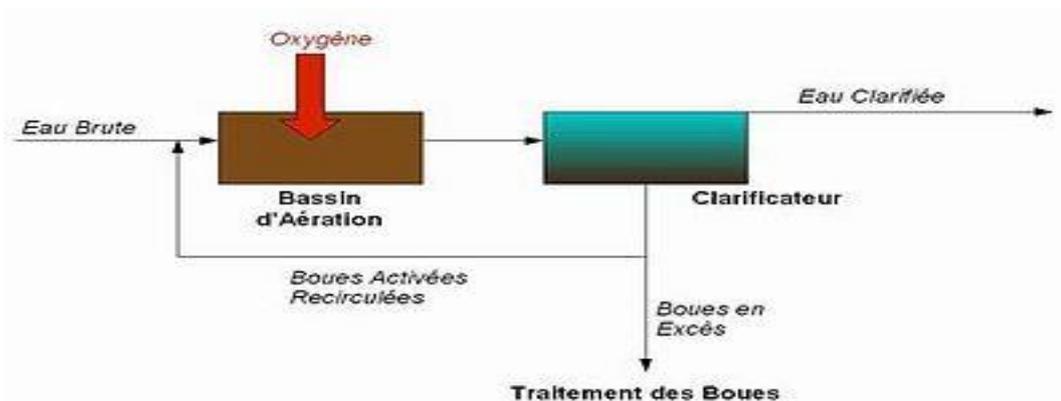


Figure I.6 : schéma Traitement secondaire par boues activées.

❖ **Avantage :**

Le procédé à boues activées permet de réduire le temps de séjour de la pollution ainsi que les surfaces du terrain utilisé. Il offre l'avantage d'une recirculation de la culture Bactéries. Les micro-organismes de nettoyage enrichiront votre piscine.

❖ **Inconvénients :**

Les installations à boues activées sont très coûteuses compte tenu des équipements impliqués (structures en béton, structures métalliques, équipements électromécaniques, etc.). L'exploitation de ce type de station nécessite du personnel qualifié et une vigilance constante.

De bonnes performances dépendent du bon fonctionnement de l'aérateur.

D) L'épandage :

Les premières techniques d'épuration des eaux usées des zones urbaines provenaient des champs de la distribution. Par conséquent, la fosse septique est composée à la fois de terre et de plantes. Ce processus enrichit le sol en nutriments.

❖ Avantage :

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

❖ Inconvénients :

- Ce processus peut être dangereux car l'eau qui s'infiltré dans le sol peut contaminer la nappe phréatique.
- Présente un certain nombre de risques tel que L'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et le risque de colmatage des sols.

I.4.4. Le traitement tertiaire :

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

I.4.4.1. La déphosphatation :

L'élimination du phosphore concerne les traitements de déphosphatation, soit physico-chimique soit biologique. La déphosphatation biologique récemment développée est basée sur l'enchaînement de phases anaérobies et aérobies lors du traitement biologique, mais ses performances sont généralement moins bonnes que la déphosphatation physico-chimique. L'élimination des phosphates peut également être réalisée par précipitation physico-chimique en présence de sels inorganiques tels que le sulfate d'ammonium ou le chlorure de fer, et peut être réalisée simultanément à la réaction biologique dans une cuve à boues activées ou en traitement final.

I.4.4.2. La désinfection :

La désinfection vise à réduire la concentration des germes pathogènes dans les effluents avant rejet dans l'environnement. Contrairement aux normes de désinfection pour le traitement de l'eau potable, qui exigent l'absence totale de bactéries coliformes, les normes de

rejet des eaux usées municipales ERU varient selon le type de milieu récepteur.

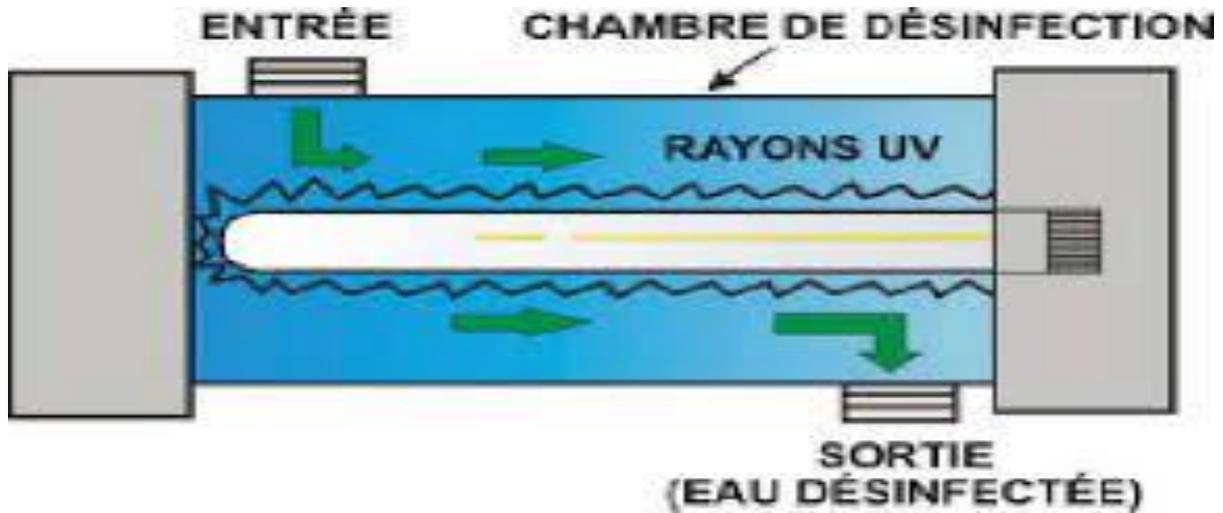


Figure I.7 : schéma désinfection par UV [12]

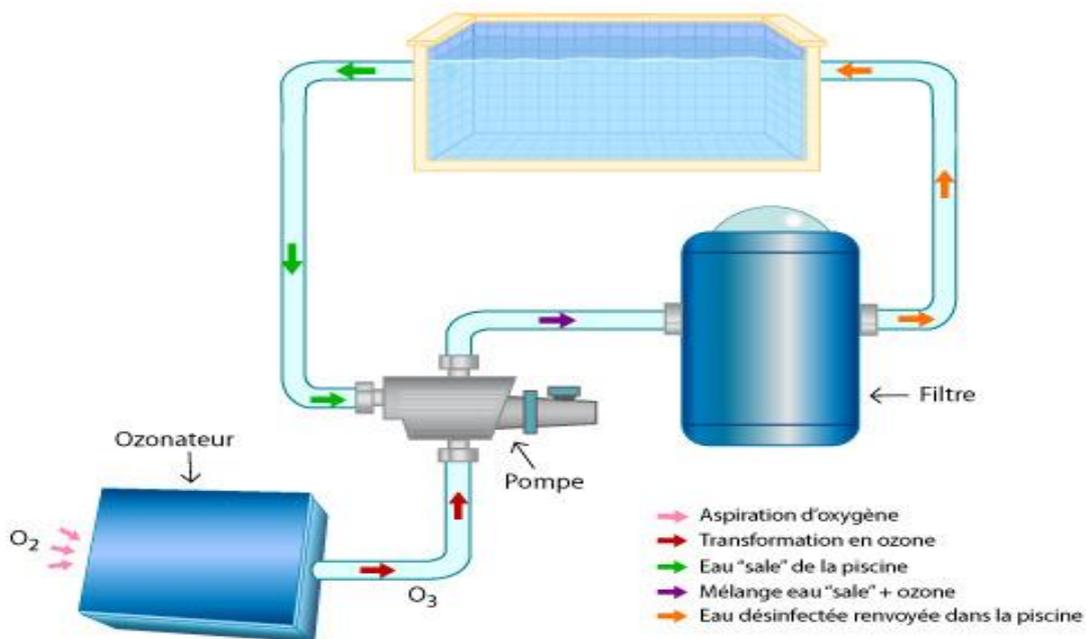


Figure I.8 : schéma désinfection par ozonation.
(Source : Stérilisation de l'eau par l'ozone)

I.4.5. Le traitement des boues :

Les traitements biologiques ou physico-chimiques d'épuration des eaux usées produisent de grandes quantités de boues diluées (> 99 % d'eau) contenant des matières organiques fermentescibles. Ainsi, les objectifs principaux du service de traitement des boues sont doubles :

- Pour stabiliser les matières organiques et prévenir une fermentation incontrôlée qui provoque des odeurs.
- Enlever un maximum d'eau pour réduire la quantité de boues rejetées. Après préépaississement et épaississement des boues, la matière organique est stabilisée par des procédés biologiques ou physico-chimiques. L'étape finale de déshydratation extrait le maximum d'eau.

I.4.5.1. Epaississement des boues :

Avant élimination, les boues sont traitées selon leur nature et leur utilisation pour les finalités suivantes : Retirez l'eau pour réduire le volume. Ceci est réalisé grâce à un processus de concentration, qui fait référence à la concentration des boues par décantation, et à un processus de déshydratation, dans lequel de grandes quantités d'eau associée au MES peuvent être éliminées par filtre-presse ou par centrifugation.

Les substances organiques contenues dans les boues leur confèrent une fermentescibilité entraînant le dégagement d'un grand nombre de molécules odorantes (H₂S, mercaptans...) lors du stockage. Cette activité biologique indésirable peut être contrôlée dans un réacteur adapté ou par ajout de chaux pour augmenter le pH.

Deux processus biologiques peuvent être utilisés : la digestion anaérobie ou la stabilisation thermophile.

I.4.5.2. La déshydratation :

Après une étape de concentration et de stabilisation ayant permis d'éliminer 60 à 85 % de l'eau, le traitement des boues est complété par une déshydratation visant à éliminer le plus d'eau résiduelle possible. Généralement, deux catégories de procédés sont utilisées : les procédés mécaniques et les procédés thermiques.

Lors de l'étape de séchage, les boues présentent un comportement plastique et collant à une teneur en matière sèche d'environ 50 %, ce qui nécessite certains ajustements de la technologie et des équipements.

Les boues enrichies en vapeur contiennent des substances peu odorantes et non condensables qui doivent être détruites soit directement avec un élément chauffant, soit par combustion (850 °C) dans un système d'incinération spécial.

I.4.5.3. Incinération des boues :

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

- La mise en décharge de boues stabilisées et déshydratées.

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

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

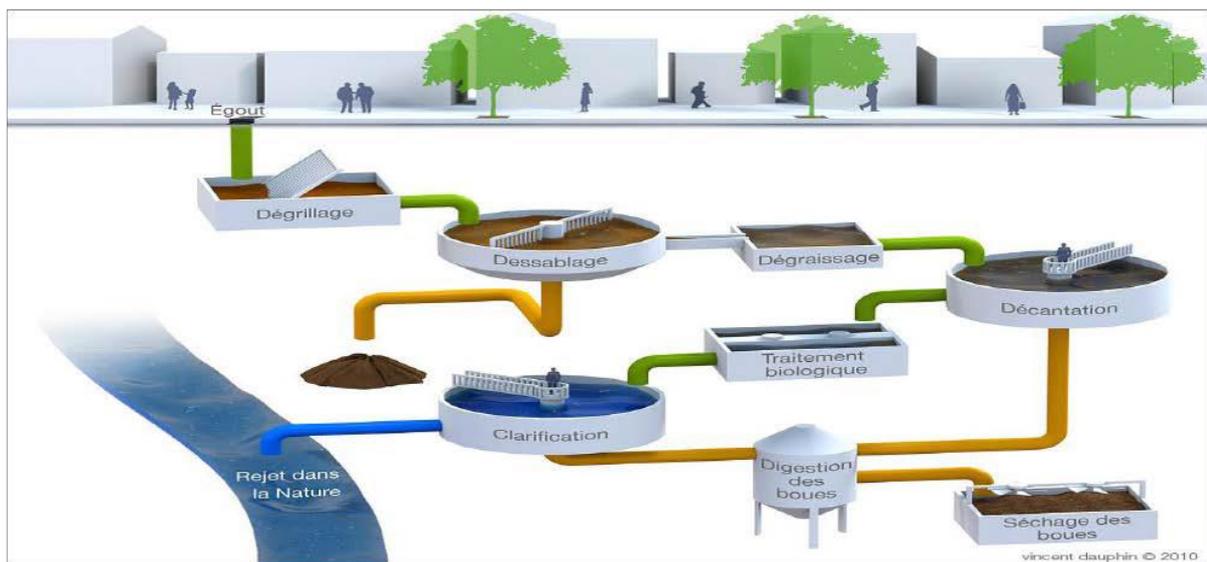


Figure I.9 : schéma de fonctionnement d'une station d'épuration classique.

Conclusion :

Les eaux usées de compositions et d'origines différentes posent naturellement des problèmes lorsqu'elles sont rejetées sans prétraitement. Pour expliquer l'intérêt de leur purification, ce chapitre a présenté leur origine d'une part et les différentes méthodes utilisées pour les purifier d'autre part. L'intérêt est de trouver le moyen le plus rentable de réduire les nuisances auditives et olfactives, ce qui est le cas des méthodes semi-naturelles comme le Phytocleaning.

CHAPITRE II :

Généralités sur le langage

Généralités sur le lagunage

Introduction :

L'eau est contaminée par l'utilisation humaine et doit être purifiée. La technologie la plus courante est celle des usines de traitement des eaux, qui traitent les eaux usées rejetées dans le réseau d'égouts à l'aide de divers moyens mécaniques et chimiques. Une technologie moins connue est la technologie des lagunes, qui utilise des organismes vivants pour désinfecter et purifier l'eau. En fait, il s'agit d'une forme naturelle et flexible de traitement biologique des eaux usées.

Il y a généralement trois bassins de lagunage. Ils sont conçus pour absorber l'eau, la traiter pendant un certain temps, puis la restituer dans l'environnement dans lequel elle a été reçue. Les principes suivants s'appliquent à tous les lagons : Après une première accalmie, les eaux usées s'écoulent dans des bassins situés dans des lagunes plantées ou non.

II.1. Définition du lagunage :

Le lac est un procédé d'épuration biologique des déchets domestiques et industriels basé sur un procédé autonettoyant. Le traitement de l'eau s'effectue par une combinaison de processus aérobies et anaérobies impliquant des micro-organismes, notamment des algues et des bactéries. L'aménagement du lac s'effectue à travers une série d'étangs peu profonds (3 étangs), de forme généralement rectangulaire. L'eau se déplace d'un bassin à l'autre par gravité. L'énergie solaire joue un rôle important car elle fournit de la chaleur et de la lumière. Favorise la croissance rapide des micro-organismes aérobies et anaérobies (par photosynthèse) qui consomment de la DBO. Cette technique est plus efficace pour éliminer les agents pathogènes que les traitements traditionnels.

II.2. Le principe général de lagunage :

Les principes suivants s'appliquent à tous les lagunages : Après une première décantation, les eaux usées s'écoulent dans des bassins situés dans des lagunages plantées ou non. L'épuration s'effectue par les plantes et par les micro-organismes fixés sur leurs racines et sur des substrats (graviers, sable...), grâce à l'effet filtrant du sol. Dans certains types de lagunes, les conditions aérobies et anaérobies se succèdent ou coexistent, ce qui permet d'obtenir un bon rendement d'épuration des nutriments (azote et phosphore).



Figure II.1 : principe de fonctionnement du lagunage. [13]

❖ Traitement par lagunage :

* Avantages du lagunage :

- Procédé simple, naturel et efficace.
- Coûts de construction modérés. Il est principalement déterminé par le prix du terrain et l'état du terrain.
- Faibles coûts d'exploitation et de maintenance. Il n'y a pas de coûts énergétiques.
- La époque de vie est de 15 à 20 ans
- Moins de boues et nettement moins d'agents pathogènes que les stations traditionnelles.
- Facile et économique à entretenir
- Bonne intégration dans l'environnement. L'eau traitée peut être réutilisée à diverses fins telles que l'irrigation.

* Inconvénients du lagunage :

- Les étangs nécessitent une grande surface. Vous devez prévoir au moins 5 mètres carrés par résident, souvent 10 à 15 mètres carrés par résident.

- Le processus de nettoyage est lent.
- Des experts devraient être impliqués dans la conception et le suivi.
- Sensible aux changements de température, l'efficacité diminue en hiver.
- Des stations mal conçues ou mal entretenues peuvent créer un risque d'odeurs désagréables et d'insectes.
- Les lagunes sont inefficaces contre la pollution chimique.

II.3. Principaux procédés de lagunage :

Deux grands types de procédés sont utilisés :

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

II.3.A. Le lagunage naturel :

II.3.A.1. Définition :

Le lagunage naturel est un processus de traitement biologique des eaux usées qui se déroule dans un bassin doté d'une couche d'eau de 0,8 à 1,5 m. Les microphytes, à savoir les algues, les petits animaux (protozoaires, rotifères, crustacés) et les bactéries, transforment la charge polluante en présence d'oxygène et stabilisent les boues.

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

Le fonctionnement de ce système repose sur l'action combinée d'algues unicellulaires et de bactéries. Grâce au rayonnement lumineux, les algues produisent de l'oxygène, qui permet la respiration et le développement de colonies bactériennes. Les bactéries (et certains champignons microscopiques) décomposent la matière organique en azote ammoniacal. Dans un environnement bien oxygéné, celui-ci est transformé en nitrates, qui sont absorbés par les algues, et en phosphates, qui proviennent principalement des eaux de lavage. Les algues poussent

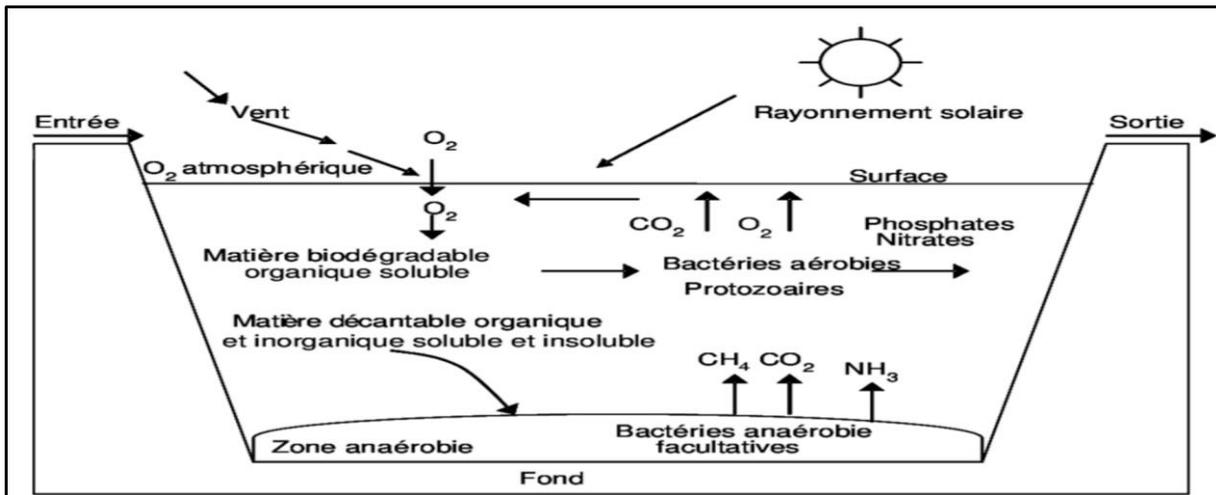


Figure II.2 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel. [13]

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

On trouve, généralement, 3 types de bassins

❖ Bassin anaérobie (absence d'oxygène) :

Ils reçoivent des niveaux relativement élevés de polluants, exprimés en demande biochimique en oxygène (DBO) par unité de volume. Celle-ci est réduite par sédimentation et digestion anaérobie avec des temps de séjour courts (1 jour ou plus) à des profondeurs de 2 à 5 mètres. Cela crée des bulles à la surface de la piscine, produisant du biogaz, un gaz composé à 70 % de méthane et à 30 % de dioxyde de carbone. Cette méthode présente l'avantage de réduire la charge initiale en DBO de près de 60 %. De plus, placer ce type de bassin au début du processus permet d'économiser toute la surface nécessaire au nettoyage.

❖ Bassin facultatif :

Sous le bassin anaérobie se trouve un grand bassin facultatif.

Lors de la construction d'un étang, la DBO est oxydée par les bactéries aérobies et devient le déchet dont elles ont besoin.

Fourni par les échanges gazeux entre l'eau et l'atmosphère et l'activité photosynthétique

Micro algues : Utilisation du dioxyde de carbone (CO₂) produit par les bactéries produites par le micro algues converti en glucides.

Cependant, pour maintenir des conditions aérobies, la charge polluante entrante ne doit pas

être trop élevée, tout comme la profondeur ne doit pas dépasser 2 mètres.

❖ Bassin de maturation :

Reçoit les eaux usées d'un bassin en option. Ce sont des étangs entièrement aérobies d'une profondeur relativement faible (1 à 1,5 mètres).

Leur taille et leur nombre sont principalement déterminés par la qualité bactériologique requise de l'eau traitée.

Les taux de réduction des bactéries fécales sont si élevés que l'utilisation de ces bassins est généralement réservée à une réutilisation agricole non restrictive.

➤ **Avantage :**

- Adapté aux réseaux unitaires (charges hydrauliques – dilution).
- Faibles coûts d'exploitation.
- Bonne intégration dans l'environnement.
- Bonne élimination des agents pathogènes.
- Boues à faible fermentescible.
- Aucune connexion électrique requise.
- Bonne élimination de l'azote (70%) et du phosphore (60%).

➤ **Inconvénients :**

- Nécessite un espace considérable.
- Restrictions relatives aux sols et à l'imperméabilisation.
- Fluctuations saisonnières de la qualité de l'eau traitée.
- Nuisances (rongeurs, odeurs, moustiques) provoquées par des erreurs de conception et/ou d'exploitation.
- Élimination incomplète de l'azote et du phosphore.
- Difficulté d'obtention des boues.
- Aucun réglage ne peut être effectué pendant le fonctionnement.
- Sensibilité à l'eau purifiée et aux eaux usées concentrées.

II.3.B. Le lagunage aéré :

II.3.B.1. Définition :

Les lagunages aérés sont une technologie complète d'épuration biologique comprenant un ou plusieurs de bassins traitement dans lesquels la charge biodégradable des eaux usées est détruite par des moyens bactériens. Au moins une partie de ce traitement est réalisée de

manière aérobie en fournissant artificiellement de l'oxygène dissous dans l'eau via un dispositif d'aération de surface ou des bulles d'air.

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

Dans les lagunes aérées, l'enrichissement en oxygène est réalisé mécaniquement au moyen d'aérateurs de surface ou par injection d'air.



Figure II.3 : Système d'épuration par lagunes aérées. [13]

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

❖ Bassin d'aération :

Pendant la phase d'aération, les eaux usées sont décomposées par des micro-organismes qui consomment et absorbent les nutriments.

Le principe de base est le même que celui des boues activées, avec une faible densité bactérienne et sans recirculation.

L'apport d'oxygène est assuré par des aérateurs de surface ou par injection d'air. La consommation électrique de chacun de ces deux types d'aération est similaire à celle des boues activées.

❖ Bassin de décantation :

Les matières en suspension (accumulation de micro-organismes et de particules piégées) proviennent principalement d'un ou deux lagunes simples et s'agrègent lentement sous forme de boues.

Ceux-ci doivent être aspirés régulièrement. Deux bassins séparés pouvant être contournés facilitent le nettoyage. La floculation des boues est peu prononcée (décanteur trop grand).

❖ Bassin de finition :

Des lagunes à finition mixte (micro et macrophytes) peuvent être ajoutées pour améliorer le traitement, notamment en ce qui concerne l'azote et le phosphore. La suppression de ces deux paramètres peut également être réalisée dans un premier étage au niveau du réacteur de nitrification, qui fait recirculer une partie des eaux usées en partie haute du bassin primaire, et dans l'autre étage par voie physico-chimique.

II.4. Les organismes présents dans les bassins de lagunage :**II.4.1. Bactéries exogènes :**

Ce sont des bactéries qui viennent avec les eaux usées, les eaux usées. Ce sont de bons indicateurs de contamination microbienne. Malgré leur diversité, certaines de ces bactéries peuvent être pathogènes (c'est-à-dire transmettre des maladies). Ils doivent donc être retirés lors du nettoyage pour éviter une contamination bactérienne ultérieure. En raison des changements environnementaux successifs, leur nombre est fortement réduit au moment où ils atteignent la station lagunage.

II.4.2. Bactéries endogènes :

Les bactéries endogènes sont naturellement présentes dans le bassin grâce à l'ensemencement naturel elles jouent un rôle dans la dégradation de la matière organique. Trois types de bactéries endophytes existent dans les étangs.

➤ Bactéries anaérobies strictes :

On le trouve sous les sédiments profonds dans les bassins où l'oxygène est absent. Ils produisent souvent des gaz malodorants qui affectent le processus de fermentation.

➤ Bactéries aérobies strictes :

Ces bactéries ont besoin d'oxygène pour vivre, elles vivent donc dans des couches aqueuses suffisamment alimentées en oxygène. Elles dégradent les matières en suspension.

➤ Bactéries aérobies et anaérobies facultatives :

Ils sont répartis de manière relativement homogène dans la colonne d'eau, avec des concentrations plus ou moins élevées dans les zones favorisant l'un ou l'autre. Les exigences en matière de teneur en oxygène dissous sont moindres. Certains individus tolèrent les fluctuations, tandis que d'autres vivent inaperçus, quelle que soit l'oxygénation de l'eau.

II.4.3. Les algues microphytes ou phytoplancton :

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

1. les algues bleues :

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

2. les algues vertes :

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

3. les algues brunes :

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

4. les algues rouges (rhodophycées) :

Organisme eucaryotes, riches en phycoérythrine.

II.4.4. Zooplancton :**➤ Les protozoaires :**

Ce sont des organismes unicellulaires et les principaux prédateurs des bactéries. Ils vivent toute l'année et leur nombre ne change pas sensiblement.

➤ Les métazoaires :

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

Il existe 3 groupes dominant au sein des stations de lagunage

➤ Les rotifères :

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

➤ Les copépodes :

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

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

➤ Les cladocères :

Ces petits crustacés herbivores et détritivores mesurent entre 0,2 et 3 mm. Ils jouent un rôle important dans les derniers bassins de lagunage pour baisser le taux de matière en suspension

par filtration de la biomasse phytoplanctonique. Cela augmente ainsi la luminosité dans ces bassins mais leur mode de nutrition et leur respiration font baisser la quantité d'oxygène dissout dans l'eau.

II.5. Les nuisances environnementales :

Les dommages environnementaux peuvent être causés par quatre facteurs :

- Odeurs causées par l'accumulation de liquides, de mousse ou de boues dans des conditions anaérobies.
- Moussage et éclaboussures dus aux mouvements provoqués par les aérateurs dans les bassins aérés
- Infestation d'insectes.
- Contamination des eaux souterraines due à des fuites du fond ou des parois de la piscine.

II.6. Contraintes d'exploitation :

Veillez noter les limitations opérationnelles suivantes :

- Visitez l'opérateur une à deux fois par semaine.
- Contrôle de cannabis.
- Contrôle des rongeurs.
- Élimination des matières en suspension.
- Utilisez les pesticides judicieusement pour limiter la propagation des insectes.
- Très faible effort technique de la part de l'opérateur.
- Un nettoyage des boues complexe et coûteux est réalisé tous les 1 à 5 ans dans le bassin supérieur et tous les 10 à 20 ans dans tous les bassins.

Conclusion :

Cette méthode de traitement présente l'avantage que la lagune joue également le rôle de tampon (site de stockage). Le lagunage est une technique de stockage très adaptée lorsque la surface est importante. Ce procédé assure une bonne détoxification (très bonne élimination des pathogènes et des contaminations azotées et phosphorées).

CHAPITRE III :
Présentation de la zone d'étude

Présentation de la zone d'étude.

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter la zone d'étude est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude et la conception d'une station d'épuration dans la commune de MAHDIA

Nous avons donc distingué deux grandes catégories de variables : les variables dites naturelles telles que la topographie, le climat et la géologie...etc. celles liées aux actions de l'homme comme servitudes et l'utilisation agricoles des sols.

III.1. Localisation :

La commune de Mahdia se situe dans la wilaya de Tiaret, plus exactement au Nord-Est de celle-ci d'environ 40 kilomètres, elle se trouve sur la R.N 40 Tiaret – Bougzoul -Alger.

Elle s'étend sur une superficie totale de 14 301 ha avec densité de 152,43 hab / km².

La commune est limitée [14] :

- **Au Nord** par la wilaya de Tissemsilt
- **Au Sud** par la commune d'Ain-Dzarit
- **A l'Est** par la commune de Hamadia
- **A l'Ouest** par la commune de Sebaine



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

III.2. Caractéristiques physique de la ville de MAHDIA :

III.2.1 Relief :

La commune de Mahdia est située sur un territoire nommé les hauts plateaux « le plateau de sersou » orienté Est-Ouest dépression longue et large, compris entre deux arêtes montagneuses parallèles l'OUERSENIS au Nord- le Djebel Nador au Sud et ses prolongements orientaux aux Djebels Goudjila – Metales et Benhammad.

L'altitude de la commune est relativement élevée avec une moyenne de 900- 910 M. [14]

III.2.2 Géologie :

Le plateau de sersou correspond à un vaste synclinal comblé par des dépôts du crétacé et du tertiaire.

Au sud ce synclinal est limité par le vaste anticlimum du Djebel Nador, le noyau anticlinal dans l'alignement des Djebels Nesour et plus à l'Est des Djebels Metales est marqué par un important accident relevant, les formations du lias et provoquant d'importants pointements de trias[14].

Sur le territoire de la commune le recouvrement est constitué dans une grande épaisseur par des couches superposées pliocène continental poudingue et calcaires.

Une étude géologique et géotechnique plus détaillée sera abordée dans les prochaines phases d'étude.

III.2.3 Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique reste essentiel des contrastes de la région, il est représenté par[14] :

- Au Nord à la limite de la commune le Nahr Ouassel est le seul cours d'eau pérenne d'écoulement exoréique.
- A l'Ouest l'Oued Souffage se caractérise par l'irrégularité, son sens d'écoulement suit la topographie du relief Sud-Nord, à son fin de parcours l'oued se jette dans Nahr Ouassel.
- Au Sud les Oueds, bien qu'importants : (Oued Mechti et Sousselem) dont Mechti est le plus important pour la commune. Ces Oueds aboutissent dans des « Daïas » de formes et de tailles diverses, leurs écoulements sont endoréiques malgré la baisse d'altitude vers l'Est.

III.3 Détermination de l'origine des eaux usées :

Avant de prévoir un quelconque système d'épuration, il est impératif de procéder à une campagne d'information pour déterminer l'origine et donc les caractéristiques des eaux résiduaires. Dans notre cas, ces eaux comprennent les eaux urbaines provenant des ménages,

les eaux vannes et les eaux industrielles assimilables aux eaux usées urbaines.

III.3.1 Etude démographique de la région d'étude :

Afin d'estimer la capacité de la future station d'épuration à recevoir les eaux usées de la ville de Mahdia, il est nécessaire de connaître le nombre réel de la population et son évolution dans les années à venir et ceci servira de base pour déterminer la capacité de la station d'épuration, installation d'épuration à prévoir, pour répondre aux besoins locaux en matière d'assainissement et d'épuration des eaux jusqu'à un horizon précis.

A cet effet, nous avons tenu compte :

- Des données du RGPH
- Des données du PDAU
- Des données de la DPAT
- Des données fournies par l'APC et par les services de l'hydraulique de la commune de Mahdia.

III.3.2 Estimation de la population actuelle et future :

Pour le dimensionnement de la station d'épuration, nous devons prendre en compte le cas le plus défavorable, c'est-à-dire le cas où les débits des eaux usées attendus à l'installation épuratoire sont maximum.

Il sera donc nécessaire de tenir compte des gros consommateurs d'eau, soit la population, les activités sanitaires, le secteur scolaire, etc.

Tableau III.1 : Evolution de la population entre 1966 / 2005

Horizons	1966	1977	1987	1998	2005
Population (hab)	7 726	12 588	21 783	30 691	36 286
Taux d'accroissement	4.54	5.64	3.16	2.42	
%					

(Source d'information : RGPH et DPTA)

Nous conserverons le taux d'accroissement **2.42 %** pour le moyen (**2020**) et le long terme (**2035**), car nous supposons que le chef-lieu connaîtra une certaine stabilité, en améliorant la périphérie du chef-lieu (agglomérations secondaires et zone éparsée), en urbanisation, en équipements et infrastructures de base et par conséquent mettre fin à l'exode.

La population de Mahdia connaîtra une tendance dans son évolution future suivant la formule

du taux d'accroissement exponentielle :

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

Avec :

P : Population future ;

P₀ : Population résidente à l'année considérée comme référence ;

N : Nombre d'année séparent l'année de référence et l'année prise en compte ;

τ : Taux d'accroissement .

Sur la base du taux d'accroissement recommandé ultérieurement, l'évolution de la population se situe de la manière suivante pour l'agglomération de Mahdia.

Tableau III.2 : Evolution de la population future (2005- 2035)

Horizons	2005	2020	2035
Population (hab)	36 286	51 941	74 350
Taux d'accroissement (%)	2.42	2.42	

(Source : DRE de TIARET)

III.4 Climatologie :

III.4.1 Caractéristiques climatiques :

La station météorologique existante, susceptible d'être considérée comme représentative de la région d'étude et possédante de données fiables, est celle de Tiaret. La station se trouve à proximité de la zone d'étude en zone montagneuse.

Tableau III.3 : Les caractéristiques géographiques de la station

Station	Altitude	Longitude	Latitude
TIARET	35° 21	01° 28E	977 m

(Source : ONM de TIARET)

La valeur de l'indice climatique caractérisant le type du climat régnant sur l'ensemble de la région d'étude calculé par la méthode de De Martonne, montre bien que la zone d'étude appartient à un climat tempéré :

$$I = P / (T+10) = 450 / (15 +10)$$

Ou :

I- indice climatique

P- moyenne des pluies annuelles

T - température moyenne annuelle en °C

III.4.2 Température de l'air :

La température moyenne annuelle de l'air est de l'ordre de 15 °C .Les valeurs moyennes mensuelles minimale et maximale correspondent aux mois de janvier (5.9 °C) et d'août (26.1 °C) respectivement. Le tableau suivant donne les valeurs moyennes mensuelle et annuelle de la température de l'air.

Tableau III.4 : Températures mensuelle et annuelle de l'air, °C

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
T Min (°C)	7,2	3,4	-0,8	-3,6	-5,2	-3,1	-2,6	-0,4	1,9	6,3	12,4	12,5
T Moy (°C)	20,1	15,6	10,2	6,8	5,9	6,9	10,0	11,5	16,9	22,7	26,1	26,0
T Max (°C)	36,2	31,8	23,8	18,5	18,8	20,2	24,8	28,0	33,3	38,6	40,5	39,4

(Source : ONM de TIARET)

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

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

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

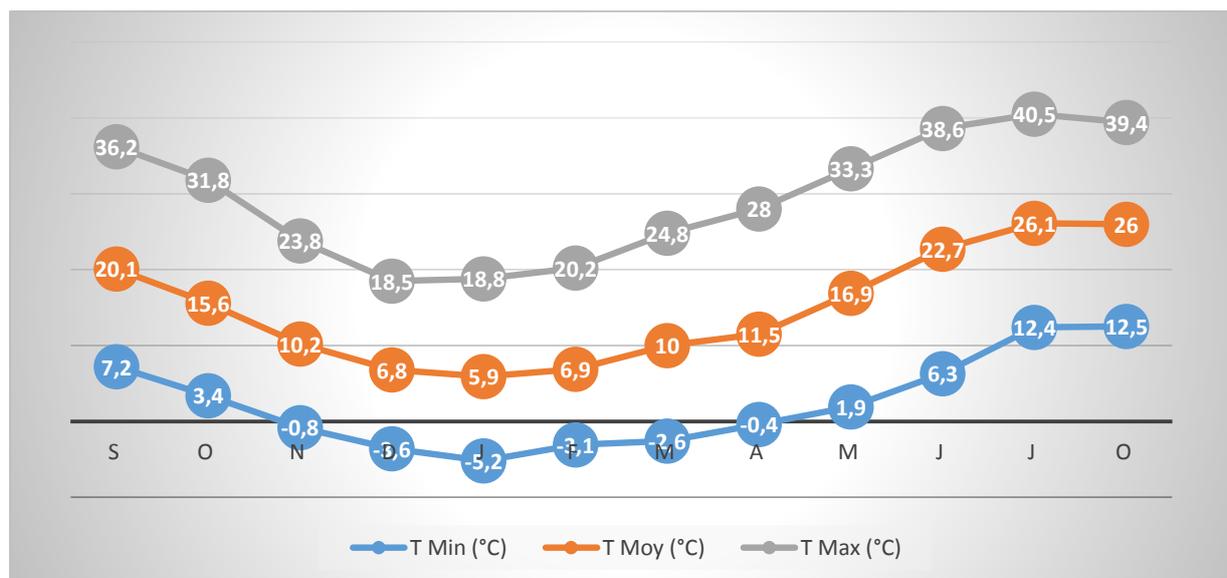


Figure III.2 : Variation des Températures

On peut remarquer deux saisons :

Une saison froide : qui s'étale de Novembre à Avril durant laquelle, on relève les moyennes de température les plus basses, pendant les mois de Décembre- Janvier et Février.

Une saison chaude : Qui s'étale de Mai à Octobre avec des minimums en Juillet et Août.

III.4.3. Humidité de l'air :

La région d'étude est caractérisée par une humidité élevée à l'exception de la période estivale. Les valeurs maximales de l'humidité sont atteintes aux mois de décembre - janvier (82.1 - 79.2%) les valeurs minimales aux mois de juillet - Août (38.5 – 44.1%). La distribution mensuelle et annuelle de l'humidité de l'air est donnée dans le tableau suivant .

Tableau III.5 : Humidité relative de l'air, %

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

(Source : ONM de TIARET)

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

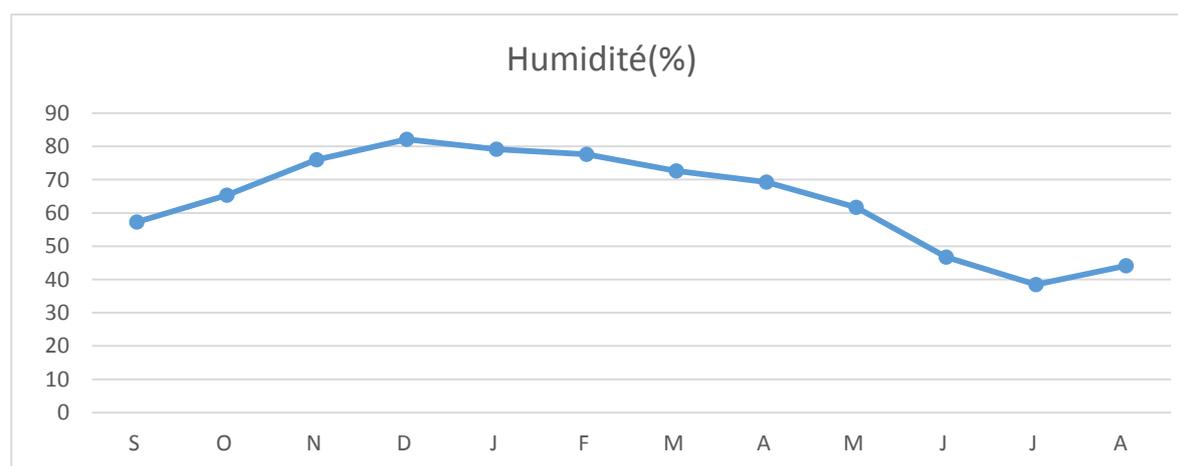


Figure III.3 : Répartition de l'humidité

III.4.4 Vitesse du vent :

La vitesse du vent moyenne annuelle est de (4.4 m/s) .Elle est élevée au mois de juillet et peut atteindre 14 m/s printemps. Elle chute janvier jusqu'à 12.3 m/s en période d'été.

La distribution moyenne mensuelle et annuelle de la vitesse du vent est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Vitesse moyenne et maximale du vent (2017).

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

(Source : ONM de TIARET)

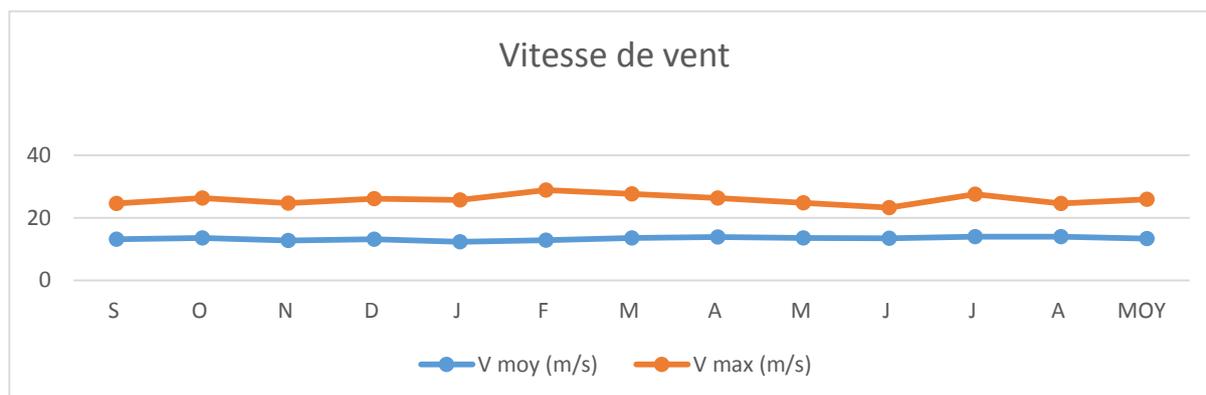


Figure III.4 : Insolation mensuelle

III.4.5 Direction du vent :

La direction du vent est un paramètre important intervenant dans le choix de l'orientation de la station de lagunage afin d'éviter les odeurs nauséabondes provenant de la station en vers les agglomérations avoisinantes. Selon les données d'observation de la station météorologique la région d'étude connaît plusieurs directions du vent.

Tableau III.7 : Direction du vent

jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil.	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc
WNW	W	W	W	W	NNE	WSW	W	SSW	SW	W	W

(Source : ONM de TIARET)

Ou :

WNW : Ouest-Nord-Ouest

W : Ouest

NNE : Nord-Nord- Ouest

WSW : Ouest –Sud –Ouest

SSW : Sud –Sud -Ouest

SW : Sud –Ouest

La direction Ouest est la prédominante. Elle doit être prise en considération durant le choix de l'orientation de la station d'épuration.

III.4.6 La Pluviométrie :

Les caractéristiques pluviométriques à savoir : les pluies journalières maximales (fréquentielles) et les intensités maximales dans les études d'assainissement sont très nécessaires pour la conception et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques (les égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales le recalibrage des Oueds etc L'étude pluviométrique a été effectuée à partir des pluies journalières, mensuelles et annuelles enregistrées au niveau des pluviomètres implantés dans la zone d'étude. Le choix des pluviomètres a été effectué sur la base des critères suivants :

1. Situation géographique des stations.
2. Qualité et durée des données d'observation.

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

Tableau III.8 : Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle (2017).

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

(Source : ANRH d'ORAN)

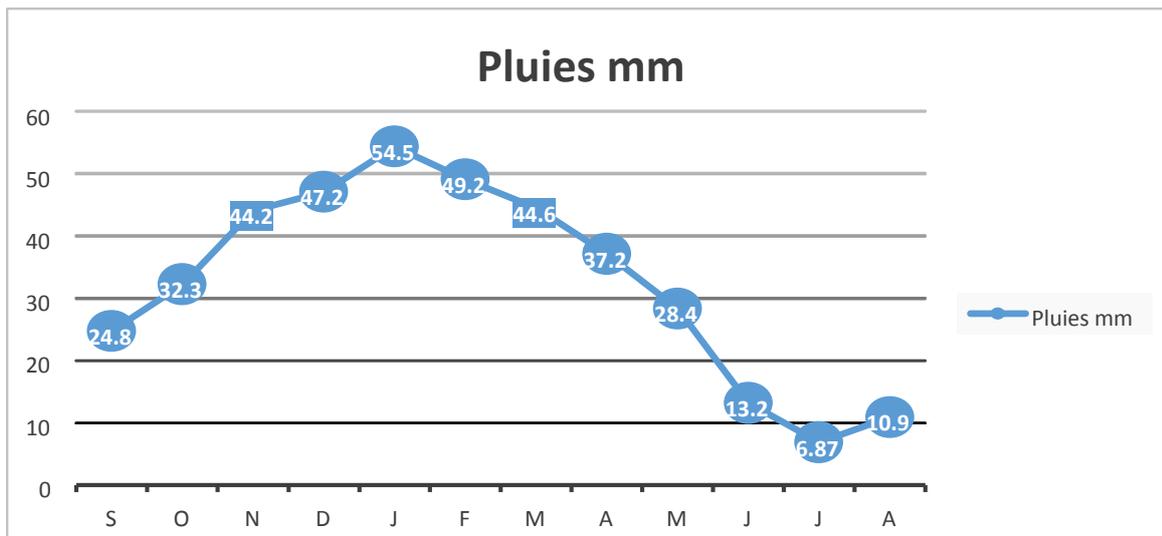


Figure III.5 : Moyennes Mensuelles des précipitations.

III.5 Situation hydraulique :

La situation hydraulique comprend les réseaux d'alimentation en eau potable et de l'assainissement.

III.5.1 Alimentation en potable :

La ville de Mahdia s'alimente actuellement à partir de quatre (04) forages ,totalisant **49 l/s** , toutefois ce débit demeure insuffisant au regard de la demande croissante de la population qui nécessite un apport de **19 l/s** . Il est à signaler qu'un autre forage d'un débit de **13l/s** est en cours d'exploitation. La situation actuelle se présente comme suit :

Tableau III.9 : Ressources hydriques de la région d'étude

Forages	Débit critique (l/s)	Débit d'exploitation (l/s)
F24	25	20
F25	22	14
F28	18	13
F. ERIAD	9	6
F2	13	10

(Source d'information : POS, Subdivision de l'hydraulique de Mahdia)

III.5.2 Réseau d'assainissement :

La ville de Mahdia est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire très ancien,

confronté aux problèmes d'évacuation des eaux usées, vu la faible pente du site (1.5 ‰ à 5 ‰) et aux problèmes de colmatage et contre pente. Ce réseau a fait lui aussi l'objet d'une étude de rénovation.

Le réseau ne comporte qu'un seul rejet sous forme de galerie rectangulaire d'une longueur de 6 Km et de dimension allant de 1,8 m x 1,5 m à 2 m x 2,5m avec une profondeur variable allant parfois jusqu'à 10 m, et ne possédant aucun déversoir d'orage. A l'extrémité de la galerie (comme le montre la photo) le rejet est doté d'un batardeau et une conduite (DN 500).

(Source d'information : POS, subdivision hydraulique)

III.5.3. Ouvrages de stockage :

La ville de Mahdia possède l'infrastructure de stockage suivante :

- Station de pompage : 2500 m³ ;
- Château d'eau de 250 m³ ancien (hauteur 20m) ;
- Bâche d'eau de 500 m³ ;
- Réservoir d'eau de 2500 m³ ;
- Château d'eau en cours de 500 m³, hauteur 26m ;
- Château d'eau projeté de 600 m³.

(Source d'information : POS, Subdivision de l'hydraulique de Mahdia)

III.5.4. Dotation :

Pour l'évaluation des besoins en eau potable de notre zone d'études, il a été retenu la dotation unitaire de **80 l/j/hab**, où nous présumons qu'au courant des différents horizons elle connaîtra une nette amélioration comme le montre :

Tableau III.10 : Progression de la Dotation Recommandée en Eau.

Horizons	2005	2020	2035
Dotation (L/J/hab)	80	120	120

(Source d'information : subdivision hydraulique)

III.6. Localisation du projet :

Le site proposé par la direction de l'Hydraulique de la ville de Mahdia situé à environ 7km du chef lieu et éloigné de toute agglomération, vaste et dégagé, délimité par le milieu récepteur (Oued Mechti) au sud, limité par des exploitations agricoles au nord, l'ouest et l'est.

Le collecteur d'aménageant liant la galerie vers la station d'épuration de la ville de Mahdia sera

élaboré une fois que le choix du site sera arrêté définitivement par le bureau d'étude en collaboration avec les autorités.

Le site de la station d'épuration est localisé sur la carte d'état-major (Bardeau) N° 217 Echelle 1/50 000^{ème}

(Source d'information : APC & subdivision hydraulique)

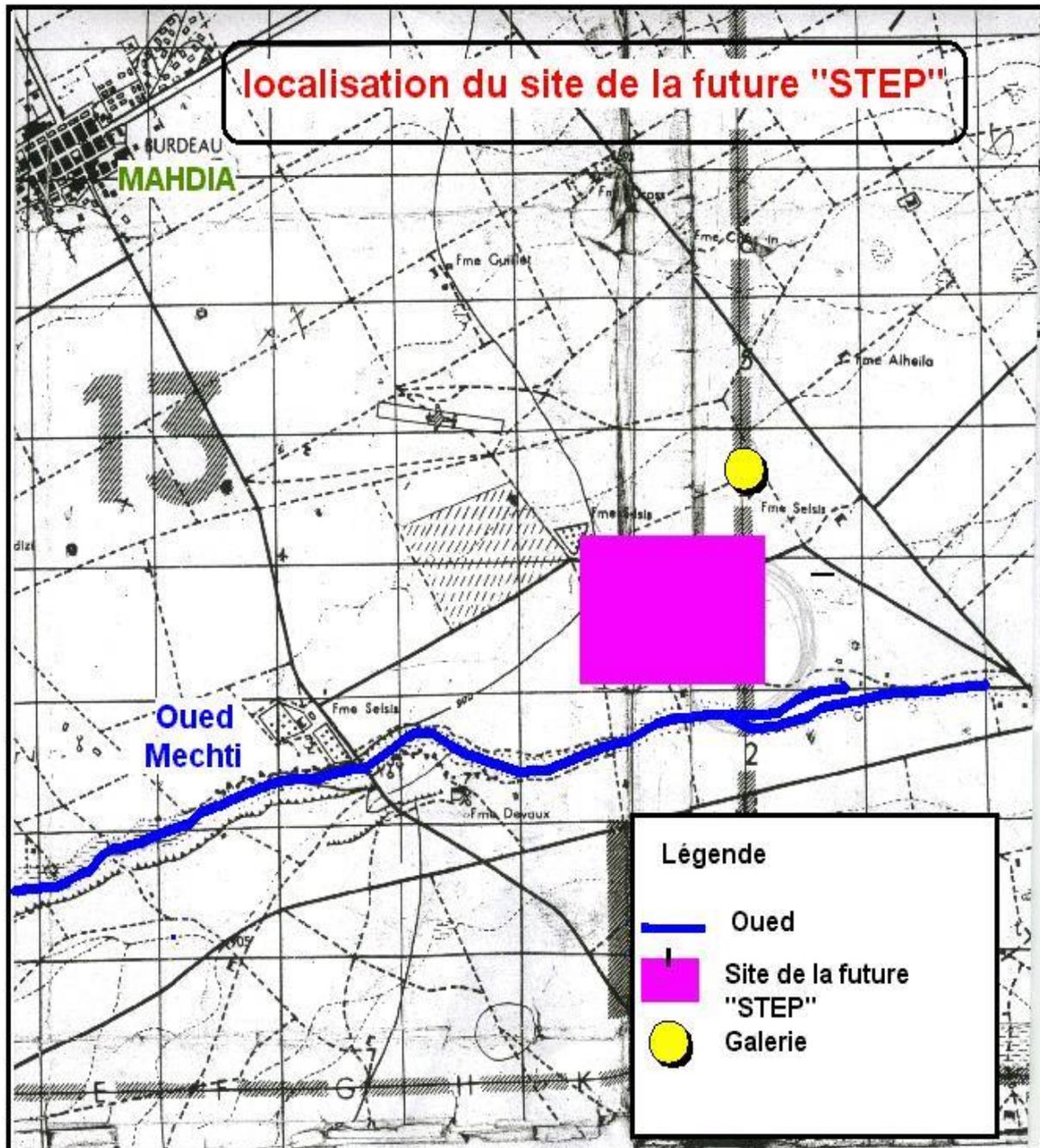


Figure III.6 : Localisation du site de la future STEP.
(Source d'information : APC & subdivision hydraulique)

En ce qui concerne les exploitations agricoles individuelles (EAI), ainsi que les exploitations agricoles collectives (EAC) et d'après la même source d'information, elles existeraient dans les localités avoisinant l'agglomération chef-lieu.

- 30 EAI d'une superficie de 500 Ha.
- 69 EAC d'une superficie de 12 800 Ha.

(Source : DRE)

III.7. Etude des décharges :

Actuellement, la ville est dotée d'une décharge incontrôlée au niveau de l'unité de l'ERIAD de Mahdia. Néanmoins, les services de l'environnement ont prévu l'implantation d'un CET intercommunal situé à 11 Km de Mahdia et à 2 Km de Hamadia. Le CET comprendra 2 cases d'une durée de vie de 5 ans chacune et d'une extension de 2 autres cases.

(Source d'information : direction environnement de la W.Tiaret)

III.7. Situation sociale :

III.7.1. Activités agricoles :

La commune de Mahdia renferme un potentiel agricole considérable, la surface agricole totale est de l'ordre de 13 431 ha dont 13 410 ha de surface utile.

D'après les données recueillies auprès de la subdivision agricole de la commune de **Mahdia**, les types de cultures existants au niveau communal sont :

- Céréales..... 6500 ha
- Maraîchages..... 400 ha
- Fourragères..... 300 ha
- Arboricultures50 ha

(Source d'information : DSA)

III.7.2. Activités industrielles :

Le tissu industriel dans la commune de est **Mahdia** absent.

(Source d'information : DSA)

III.7.3. Activité touristique :

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

(Source d'information : DSA)

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous définissons les données nécessaires sur notre région du point de vue de la topographie, de la géologie, de la population et des conditions hydrauliques. Ces données seront utilisées pour démarrer nos recherches. On peut conclure que les contraintes physiques et climatiques freinent particulièrement le développement harmonieux de la commune **Mahdia**. Ils peuvent être résumés comme suit : zones intérieures, terrain accidenté et climat irrégulier.

CHAPITRE IV :
Dimensionnement de la station
d'épuration

Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction :

Dans ce chapitre, nous considérerons les procédés d'épuratoire convenant à la zone d'étude. Nous avons choisi d'exploiter un procédé de traitement par lagunage et une future station d'épuration dans le but de valoriser les eaux traitées. Nous pensons qu'il s'agit d'une solution éprouvée qui traite de manière fiable toutes les eaux usées générées par les habitants de la ville de Mahdia, y compris le débit, les flux. Pollution organique, coûts d'exploitation, etc.

Cette solution comprend un lagunage d'aération située à plus de 600 mètres au sud de la ville et à proximité de l'environnement d'enregistrement actuel. Ce système est conçu pour épurer les eaux usées de la zone d'étude. Cette étude a été créée pour répondre aux besoins de 2053

IV.1 Estimation des débits des eaux usées :

Le débit des eaux usées domestiques pour chaque horizon du projet est déterminé en appliquant un taux de 80 %, rejet soit 80 %, basé sur la consommation d'eau potable. Pour le coefficient de rejet $Crj = 0,8$, considérons le paramètre 5 suivant :

- La population pour le trois horizons (2023.2038 , 2053).
- La dotation est de 120 l/hab/j.
- La concentration moyenne de la DBO_5 .
- La concentration moyenne de MES.
- Le réseau d'assainissement est de type unitaire.

Il s'agit de déterminer :

- Le débit moyen journalier $Q_{moy, j}$ (m³/j).
- Le débit moyen horaire $Q_{moy, h}$ (m³/h).
- Le débit moyen diurne Q_{md} .
- Le débit de pointe par temps sec $Q_{pte, sec}$.
- Le débit de pointe par temps de pluie $Q_{pte, p}$.

IV.1.1. Débit moyen journalier : Q_{mj} (m³/j)

Le débit moyen journalier est calculé selon la relation suivante :

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

Avec :

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

Tel que :

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier d'eaux usées en (m³/j) ;

Q_{EU} : débit moyen des eaux usées domestiques en (m³/j) ;

Q_{par} : débit parasite, il est égale à 10% du débit moyen des eaux usées exprimée en (m³/j) ;

Q_{ind} : débit industrielle en (m³/j),

Comme il n'y a pas des industries dans notre zone donc $Q_{ind} = 0$ m³/j

N_{hab} : le nombre d'habitation ;

D : dotation journalière l/hab/j ;

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

IV.1.2. Débit moyen horaire : $Q_{moy,h}$ (m³/h)

Il se calcul par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{moy,h}$:débit moyen horaire d'eaux usées en (m³/h)

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier d'eaux usées en (m³/j)

IV.1.3. Débit diurne : Q_d (m³/h)

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

$$Q_d = \frac{Q_{moy,j}}{16} \dots\dots\dots (IV.3)$$

IV.1.4. Débit de pointe par temps sec : Q_{pt} , s (m³/h)

On le calcule par la formule suivante

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

Avec :

C_p : le coefficient de pointe

Le débit d'eau usée dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. C'est là qu'intervient la notion de coefficient de pointe qui permet d'estimer le pique de consommation à partir du débit moyen journalier, ce coefficient est calculé par les relations suivantes :

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}} \quad ; \text{ si } Q_{moy, j} \geq 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \quad ; \text{ si } Q_{moy, j} < 2,8 \text{ l/s.}$$

IV.1.5. Débit de pointe par temps de pluie : Q_{ptp}

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

Pour notre cas on optera pour une dilution de 3

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

Tableau IV.1 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement

Horizon d'étude				
Paramètre	Unité	2023	2038	2053
Population	Eq/hab	61059	84007	106955
Q_{EU}	m^3/j	5861.664	8064.67	10267.68
Q_{par}	m^3/j	586.1664	806.467	1026.768
$Q_{moy, j}$	m^3/j	6447.83	8871.137	11294.448
$Q_{moy, h}$	m^3/h	268.65	369.63	470.602
C_p	/	1,78	1,72	1, 71
Q_{pts}	m^3/h	478.197	635.76	804.72
Q_{ptp}	m^3/h	1434.591	1907.28	2414.16
Q_d	m^3/h	403	554.44	705.903
Type de réseau	/	Unitaire	unitaire	Unitaire

IV.2. Estimation de la charge polluante :

Pour calculer la charge polluante d'eau étudiée sur la base d'une charge polluante spécifique par habitant et par jour, deux informations importantes sont nécessaires : Population équivalente (aussi appelée « population équivalente ») de la zone d'étude.

Cela représente le nombre équivalent de personnes dans la zone qui rejettent des polluants dans les eaux usées. Niveaux de polluants spécifiques par population et par jour. Il s'agit de la quantité de polluants qu'un habitant moyen émet chaque jour. Une fois que vous disposez de ces deux données, vous pouvez utiliser la formule suivante pour calculer la charge polluante dans l'eau étudiée.

$$\text{La charge en matière polluante} = C * Q_j \text{ (kg/j)}$$

$$\text{DBO5} = 54 \text{ g /Eq hab/j}$$

$$\text{DCO} = 120 \text{ g /Eq hab/j}$$

$$\text{MES} = 70 \text{ g /Eq hab/j}$$

$$\text{Azote : NK} = 14 \text{ g /Eq hab/j}$$

$$\text{P} = 4 \text{ g /Eq hab/j}$$

IV.2.1. Charge moyenne journalière en DBO5 (LDBO5) :

Cette valeur est calculée à partir de la concentration de la DBO5, elle est exprimée en kg/j :

$$\text{LDBO5} = [\text{DBO5}] \times Q_{\text{moy, j}}$$

$$\text{Avec :} \quad \text{LDBO5} = 0.054 \times \text{Nb habitant}$$

Avec :

- **LDBO5** : charge moyenne journalière en DBO5 exprimée en (kg/j).
- **[DBO5]** : concentration moyenne de la DBO5 exprimée en (kg/m³).

IV.2.2. Charge moyenne des matières en suspension (LMES) :

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

$$\text{LMES} = [\text{MES}] \times Q_{\text{moy, j}} \text{ avec } \text{LMES} = 0.07 \times \text{Nb habitant}$$

Avec :

- **LMES** : charge moyenne journalière en MES exprimée en (kg/j)
- **[MES]** : concentration moyenne de MES exprimée en (kg/m³)

IV.2.3. Charge moyenne en DCO(LDCO) :

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

$$\text{LDCO} = [\text{DCO}] \times Q_{\text{moy, j}} \text{ avec } \text{LDCO} = 0.12 \times \text{Nb habitant}$$

Avec :

- **LDCO** : charge moyenne journalière en DCO exprimée en (kg/j)
- **[DCO]** : concentration moyenne de DCO exprimée en (kg/m³)

IV.2.4. Charge moyenne de l'azote :

$$\text{LNK} = 0.014 \times \text{Nb habitant et}$$

$$\text{LP} = 0.004 \times \text{Nb habitant}$$

Tableau IV.2 : Récapitulatif des charges polluantes.

Horizon d'étude				
Paramètre	Unité	2023	2038	2053
Population	Eq/hab	61059	84007	106955
Q_{moy, j}	m ³ /j	6447.83	8871.137	11294.448
LDBO5	Kg/j	3297.186	4536.37	5775.57
[DBO5]	mg/l	511.36	511.36	511.36
LMES	Kg/j	4274.13	5880.5	7486.85
[MES]	mg/l	662.9	662.9	662.9
LDCO	Kg/j	7327.08	10080.84	12834.6
[DCO]	mg/l	1136.36	1136.36	1136.36
LNK	Kg/j	854.826	1176.1	1497.37
LP	Kg/j	244.24	336.03	427.82

IV.3. Dimensionnement des ouvrages de la station :

Les dimensions des ouvrages de la station sont basées sur du débit de pointe et des charges polluantes en DBO5 et MES.

IV.3.A. Ouvrages de prétraitement :

Prétraitement des eaux usées ou du traitement des déchets solides, où l'on effectue une phase d'épuration grossière pour éliminer les éléments solides volumineux et

grossiers avant de poursuivre le processus de traitement. Les principales étapes du prétraitement peuvent varier en fonction du système utilisé, mais voici généralement les étapes clés :

IV.3.A.1. Dégrillage :

Il permet de séparer les matières volumineuses .Ce principe de filtration est souvent utilisé pour éliminer les grosses particules et les débris de l'eau brute, tels que les feuilles, les branches, les débris flottants, etc. Les marches agissent comme une sorte de filet qui maintient ces grands éléments ensemble pendant que l'eau continue de passer à travers. Il s'agit de tiges placées verticalement ou inclinées à un angle de 60 à 80 degrés par rapport à l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 10 à 100 mm et la vitesse moyenne de passage de l'eau entre les barreaux varie entre 0,6 et 1 m/s.

Cependant, il est important de noter que ce type de filtration ne peut pas éliminer les particules fines ou les contaminants dissous de l'eau. Pour cela, d'autres méthodes de traitement de l'eau sont nécessaires, comme la filtration sur sable, l'ultrafiltration, l'osmose inverse, etc.



Figure IV.1 : dégrilleur automatique et manuel .

IV.3.A.1.1. Types de dégrillage :

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

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

IV.3.A.1.2. Base de calculs du dimensionnement du dégrilleur :

Pour dimensionner le dégrilleur, vous devez déterminer la surface de la grille qui servira à éliminer les déchets solides relativement importants. La grille installée est une grille manuelle, constituée de barres droites rectangulaires en acier inoxydable inclinées à un angle de 60° par rapport à l'horizontale. Les dimensions de la grille sont déterminées par la vitesse de l'eau brute (v) au débit de pointe (Q_{pte, p})

IV.3.A.1.3. Critères de conception :

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

Tableau IV.3 : Critères de conception des dégrilleurs .

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

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

$$L = \frac{s \cdot \sin a}{h_{\max} \cdot (1 - C1) \cdot C2} \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

Ou :

S : Section mouillée de la grille $S = \frac{Q_{pte,p}}{v}$ exprimé en (m²)

Q_{pte,p} : débit de pointe en temps de pluie (m³/s)

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

h_{max} : hauteur maximale d'eau admissible sur la grille comprise généralement entre

0.15 et 1.5 m

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

C_2 : Coefficient de colmatage dépendant de la qualité de l'eau et du système de reprise des résidus. Généralement :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,1 < C_2 < 0.3 \text{ pour une grille manuelle.} \\ 0.4 < C_2 < 0.5 \text{ pour une grille automatique} \end{array} \right.$$

C_1 : Coefficient de passage libre donné par la relation suivante :

$$C_1 = \frac{\text{diametre des barreaux}}{\text{diametre des barreaux} + \text{espacement entre les barreaux}} = \frac{d}{d+e} \dots \dots \dots \text{(IV.7)}$$

Où :

d : l'épaisseur des barreaux de la grille

e : l'espace libre entre les barreaux

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

Tableau IV.4 : Valeurs de « e » et « d » pour les grilles grossières et fines

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

Dont le nombre des barreaux est calculé comme suit :

$$N_b = \frac{\text{largeur de la grille}}{\text{Espacement} + \text{diamètre des barreaux}} \dots \dots \dots \text{(IV.8)}$$

IV.3.A.1.4. Pertes de charge (Δh) :

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

- La forme des barreaux.
- L'espacement entre les barreaux.
- La largeur des barreaux.
- La vitesse d'approche.
- L'inclinaison de la grille.

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} \times \frac{v^2}{2g} \times \sin \alpha \dots \dots \dots \text{(IV.9)}$$

Avec :

ΔH : La perte de charge (m)

F : Le coefficient de forme des barreaux

g : Accélération de la pesanteur (9,81m/s²)

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

d : diamètre des barreaux(m)

e : espacement entre les barreaux(m)

α : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal ($\alpha=60^0$).

β : coefficient qui tient compte de la forme des barreaux

Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient β en fonction de la forme des barreaux .

Forme des barreaux	B
Section Rectangulaire à arrête à angle droit	2,42
Section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont	1.83
Section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1.67
Section Circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0.76

a.1) Dimensionnement du dégrillage grossier :

❖ Grille grossière Horizon 2023 :

Le dimensionnement du dégrillage grossier est réalisé à l'aide des données suivantes

Tableau IV.6 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier

Horizon 2023

Paramètre	Qtp(m ³ /s)	v (m/s)	α (°)	hmax (m)	d (mm)	e (mm)	C ₁	C ₂	β
Valeur	0.4	0.8	60 ⁰	1.5	20	30	0.4	0.3	1.75

D'où :

La largeur de la grille

$$L = \frac{0.4 \cdot \sin(60)}{0.8 \cdot 1.5 \cdot \left(1 - \left(\frac{20}{20+30}\right)\right) \cdot 0.3} = 1.60 \text{ m}$$

Section mouillée de la grille

$$S = \frac{0.4}{0.8} = 0.5 \text{ m}^2$$

Le nombre des barreaux

$$N_b = \frac{160}{2+3} = 32$$

❖ Grille grossière Horizon 2053 :

Le dimensionnement du dégrillage grossier est réalisé à l'aide des données suivantes.

Tableau IV.7 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier
Horizon 2053

Paramètre	Q _{ptp} (m ³ /s)	v (m/s)	α (°)	h _{max} (m)	d (mm)	e (mm)	C ₁	C ₂	β
Valeur	0.67	0.8	60 ⁰	1.5	20	30	0.4	0.3	1.75

D'où :

La largeur de la grille

$$L = \frac{0.67 \cdot \sin(60)}{0.8 \cdot 1.5 \cdot \left(1 - \left(\frac{20}{20+30}\right)\right) \cdot 0.3} = 2.7 \text{ m}$$

Section mouillée de la grille

$$S = \frac{0.67}{0.8} = 0.83 \text{ m}^2$$

Le nombre des barreaux

$$N_b = \frac{270}{2+3} = 54$$

❖ Grille Fine Horizon 2023 :

Le calcul d'un dégrillage fin se fait par les données exprimées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.8 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin Horizon 2023

Paramètre	Q _{ptp} (m ³ /s)	v (m/s)	α (°)	h _{max} (m)	d (mm)	e (mm)	C ₁	C ₂	β
Valeur	0.4	0.8	60 ⁰	1.5	10	20	0.4	0.3	1.75

D'où :

La largeur de la grille

$$L = \frac{0.4 \cdot \sin(60)}{0.8 \cdot 1.5 \cdot \left(1 - \left(\frac{10}{20+10}\right)\right) \cdot 0.3} = 1.44 \text{ m}$$

Section mouillée de la grille

$$S = \frac{0.4}{0.8} = 0.5 \text{ m}^2$$

Le nombre des barreaux

$$N_b = \frac{144}{2+1} = 48$$

❖ Grille Fine Horizon 2053 :

Le calcul d'un dégrillage fin se fait par les données exprimées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.9 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin Horizon 2023

Paramètre	Q _{ptp} (m ³ /s)	v (m/s)	α (°)	h _{max} (m)	d (mm)	e (mm)	C ₁	C ₂	β
Valeur	0.67	0.8	60 ⁰	1.5	10	20	0.4	0.3	1.75

D'où :

La largeur de la grille
$$L = \frac{0.67 \cdot \sin(60)}{0.8 \cdot 1.5 \cdot \left(1 - \left(\frac{10}{20+10}\right)\right) \cdot 0.3} = 2.41 \text{ m}$$

Section mouillée de la grille
$$S = \frac{0.67}{0.8} = 0.83 \text{ m}^2$$

Le nombre des barreaux
$$N_b = \frac{270}{2+1} = 80$$

❖ **les pertes de charge Cas d'un dégrilleur grossier :**

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{d}{e}\right)^3 \times \frac{V^2}{2g} \times \sin \alpha = 1,75 \times \left(\frac{20}{30}\right) * \left(\frac{0.8^2}{2 * 9.81}\right) \times \sin(60) = 36 \text{ mm}$$

❖ **les pertes de charge Cas d'un dégrilleur fine :**

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{d}{e}\right)^3 \times \frac{V^2}{2g} \times \sin \alpha = 1,75 \times \left(\frac{10}{20}\right) * \left(\frac{0.8^2}{2 * 9.81}\right) \times \sin(60) = 24.52 \text{ mm}$$

❖ **Le volume refus annuel du dégrilleur :**

Le volume des débris retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et la qualité des eaux à épurer [6]. Soit :

$$\frac{12}{d} < V_R < \frac{15}{d} \dots\dots\dots \text{(IV.10)}$$

Avec :

d : Espacement entre les barreaux en cm

➤ **Le refus annuel de la Grille grossière Horizon 2023 :**

$$V_R = \frac{12}{d} = \frac{12}{20} = 0,6 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 61059 \text{ EH} : V_R = 0.1 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$V_{R'} = \frac{15}{d} = \frac{15}{20} = 0,75 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 61059 \text{ EH} : V_{R'} = 0.15 \text{ m}^3/\text{an}$$

➤ **Le refus annuel de la Grille fine Horizon 2023 :**

$$V_R = \frac{12}{d} = \frac{12}{10} = 1,2 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 61059 \text{ EH} : V_R = 0.20 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{R'} = \frac{15}{d} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 61059 \text{ EH} : V_{R'} = 0.25 \text{ m}^3/\text{j}$$

❖ **Le refus annuel de la Grille grossière Horizon 2053 :**

$$V_R = \frac{12}{d} = \frac{12}{20} = 0,6 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 106955 \text{ EH} : V_R = 0.17 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{R'} = \frac{15}{d} = \frac{15}{20} = 0,75 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 106955 \text{ EH} : V_{R'} = 0.22 \text{ m}^3/\text{j}$$

❖ **Le refus annuel de la Grille fine Horizon 2053 :**

$$V_R = \frac{12}{d} = \frac{12}{10} = 1,2 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 106955 \text{ EH} : V_R = 0.35 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{R'} = \frac{15}{d} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 106955 \text{ EH} : V_{R'} = 0.44 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des dégrilleurs.

Tableau IV.10 : Les résultats de calcul des dégrilleurs

Paramètre	Unité	Horizon 2023		Horizon 2053	
		Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
Débit de pointe en temps sec (Q_{pts})	m ³ /s	0,4		0,67	
La hauteur d'eau (h_{max})	m	0,8	0,8	0,8	0,8
Epaisseur des barreaux (d)	cm	20	10	20	10
Espacement des barreaux (e)	cm	30	20	30	20
Largeur de la grille (L)	m	1.6	1.44	2.7	2.41
Surface (S)	m ²	0,5	0,5	0,83	0,83
le nombre des barreaux (Nb)	/	31	48	54	80
Pertes de charge (ΔH)	m	36	24.52	36	24.52
Volume maximal des déchets (V_{max})	m ³ /j	0,1	0.2	0.17	0.35
Volume minimal des déchets (V_{min})	m ³ /j	0,15	0.25	0,22	0.44

IV.3.A.2. Dessablage-déshuilage :

Le dessablage consiste en l'extraction des graviers, sables et autres particules minérales plus au moins fines. Pour cette opération, ce sont les particules dont le diamètre (\emptyset) est supérieur à 200 μm , qui en sont la cible.

En ce qui concerne le déshuilage, son but essentiel serait de séparer les huiles libres pouvant perturber l'exploitation des ouvrages se trouvant en aval.

Pour des raisons économiques et aussi pour le rapprochement entre le principe de

fonctionnement du dessableur aéré et un séparateur de graisse par flottation, il serait judicieux d'opter pour un ouvrage unique qui sera un "dessableur - déshuileur aéré" du type Longitudinal.

IV.3.A.2.1. Dimensionnement du dessableur-déshuileur :

Pour la décantation des particules il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s} \quad \text{Ou} \quad v_e < v_s \dots\dots\dots \text{(IV.11)}$$

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 (la vitesse $V_s = 10$ à 15 m/h pour le débit de pointe en temps sec et $v_e = 40$ à 70 m/h pour le débit de pointe en temps de pluie)

L/H : varier de 10 à 15

ts : Le temps de séjour et compris entre 3 à 5 minute au débit de pointe.

➤ **Horizon 2023 :**

Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11: Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage

Paramètre	Q_{ptp} (m^3/s)	H (m)	V_e (m/s)	V_s (m/s)	L/H	t_s (min)
Valeur	0,4	2	0,3	0,0042	10	5

Le volume du bassin (V)

$$V = Q_{ptp} * t_s \dots\dots\dots \text{(IV.12)}$$

$$V = 0,4 * 5 * 60 = 120 \text{ m}^3$$

La surface horizontale (Sh)

$$S_h = \frac{V}{H} \dots\dots\dots \text{(IV.13)}$$

$$S_h = \frac{120}{2} = 60 \text{ m}^2$$

La longueur (L)

$$\frac{L}{H} = 10 ; L = 10 H$$

$$L = 10 * 2 = 20 \text{ m}$$

La largeur (l)

$$S_h = L * l = l = \frac{S_h}{L}$$

$$l = \frac{60}{20} = 3 \text{ m}$$

➤ **Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :**

Le débit d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air /m³ d'eau

$$q_{\text{air}} = Q_{\text{ptp}} * V \dots\dots\dots \text{(IV.14)}$$

V : Volume d'air à injecter (m³), on prend V= 1,5 m³

Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie (m³/s)

$$q_{\text{air}} = 0,4 * 1,5 = 0,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Vérification de la condition de dimensionnement :**

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s} = \frac{20}{2} < \frac{0.3}{0.0042}$$

La condition de dimensionnement est vérifiée.

➤ **Horizon 2053 :**

Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage

Paramètre	Q _{ptp} (m ³ /s)	H (m)	V _e (m/s)	V _s (m/s)	L/H	t _s (min)
Valeur	0,67	2	0,3	0,0042	10	5

Le volume du bassin (V)

$$V = Q_{\text{ptp}} * t_s \qquad V = 0,67 * 5 * 60 = 201 \text{ m}^3$$

La surface horizontale (S_h)

$$S_h = \frac{V}{H} \qquad S_h = \frac{201}{2} = 100.5 \text{ m}^2$$

La longueur (L)

$$\frac{L}{H} = 10 ; L = 10 H \qquad L = 10 * 2 = 20 \text{ m}$$

La largeur (l)

$$S_h = L * l \qquad l = \frac{S_h}{L} \qquad l = \frac{100.5}{20} = 5.025 \text{ m}$$

Le volume d'air à insuffler dans le dessableur

$$q_{\text{air}} = Q_{\text{ptp}} * V$$

$$q_{\text{air}} = 0,67 * 1,5 = 1.005 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vérification de la condition de dimensionnement

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s} = \frac{20}{2} < \frac{0.3}{0.0042}$$

La condition de dimensionnement est vérifiée.

IV.3.A.2.2. Calcul des charges polluantes à la sortie du dessableur :

Le dessableur élimine dans les environs de 65 % des matières minérales présentes dans les eaux usées :

$$\text{MMS sortie} = 35\% \text{ MMS entrée}$$

Les matières en suspension contiennent 35 % des matières minérales (MM) et 65 % des matières volatiles en suspension (MVS)

$$\text{MES} = 65\% \text{ MVS} + 35\% \text{ MMS}$$

Avec :

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

MMS sortie : matières minérales en suspension à la sortie du dessableur.

MVS : matières volatiles en suspension.

MES : matières en suspension à l'entrée du dessable

$$\text{MMS entrée} = 0.35 \times \text{MES} = 0.35 \times 662.9 = 232,015 \text{ mg/l}$$

$$\text{MMS sortie} = 0.35 \times \text{MMS entrée} = 0.35 \times 232,015 = 81.20 \text{ mg/l}$$

$$\text{MVS entrée} = \text{MVS sortie} = 0.65 \times \text{MVS} = 0.65 \times 662.9 = 430.9 \text{ mg/l}$$

$$\text{MES sortie} = \text{MMS sortie} + \text{MVS sortie} = 81,20 + 430.9 = 512.085 \text{ mg/l}$$

Le tableau ci-dessous représente les caractéristiques du prétraitement :

Tableau IV.13 : Récapitulation de dimensionnement du prétraitement.

Paramètre	Unité	Horizon	
		2023	2053
Surface horizontale (Sh)	m ²	60	100.5
Volume (V)	m ³	120	201
Hauteur (H)	m	2	2
Longueur (L)	m	20	20
Largeur (l)	m	3	5.025
Temps de séjour par temps sec (t _s)	min	5	5
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ /s	0.6	1.005
matières minérales en suspension à l'entrée(MMSe)	mg/l	232.015	
Les matières minérales en suspension à la sortie (MMS _s)	mg/l	81.20	
Les matières volatiles en suspension (MVS)	mg/l	430.9	
Les matières en suspension à la sortie de dessableur(MES _s)	mg/l	512.085	

IV.3.B. Traitement biologique :

IV.3.B.1. Dimensionnement des bassins de lagunage aéré :

IV.3.B.1.1. Filière épuratoire :

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

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

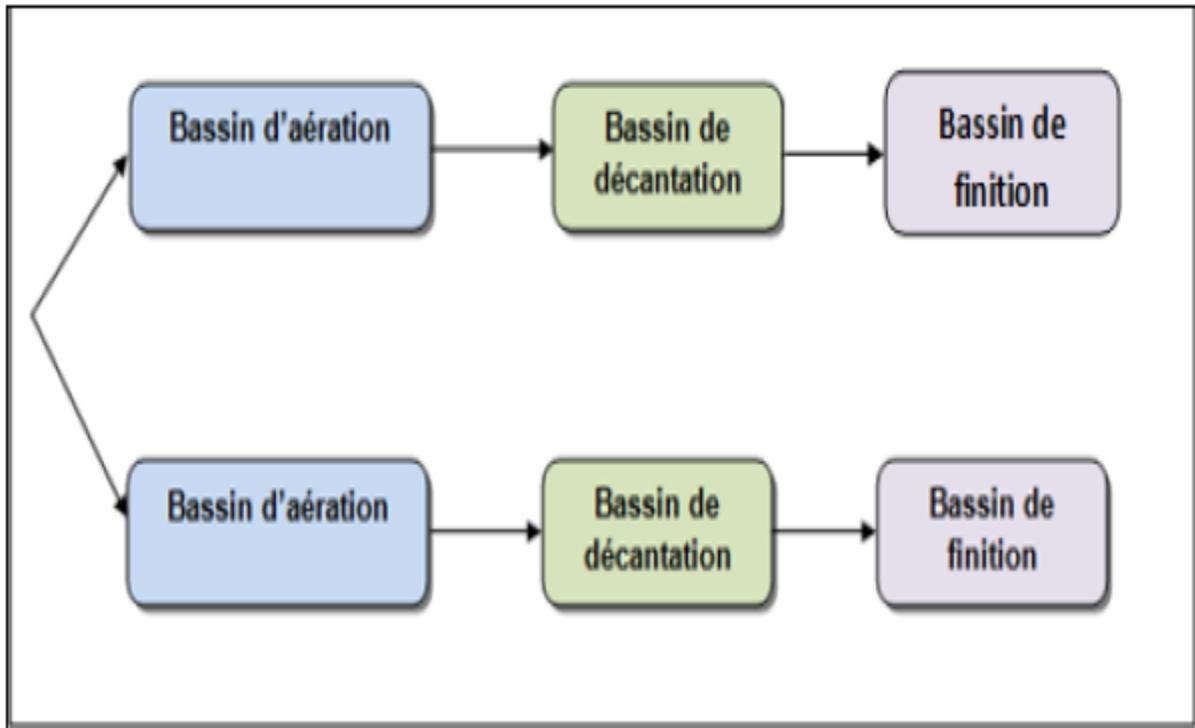


Figure IV.2 : Schéma global de la répartition de lagunes aérées

IV. 3.B.2. Dimensionnement définitif (pour l'horizon 2053) :

IV. 3.B.2.1. Bassin d'aération :

Pour une lagune aérée, le temps de séjours (T_r) est moyennement entre (10 et 30 jr) et sa profondeur (h) est de 2m à 3.5m pour un aérateur de surface.

Le débit (Q) des eaux usées étant connu, on fixe un temps de séjours T_r des eaux usées dans les lagunes pour avoir leur volume total (V_t). La surface totale (S_t) des bassins est connue en choisissant une profondeur h dans les limites indiquées par les normes. Avec un rapport

$L/l = 3$ (Longueur / largeur), on détermine les dimensions de la lagune.

Si le volume et la surface totaux sont importants. Il faut proposer un système composé de deux séries de bassins montées en parallèle et chacune d'entre elle est composée de 3 bassins en série.

❖ on détermine les dimensions de la lagune.

On prend :

$$H = 3\text{m} \quad \text{et} \quad t_s = 15 \text{ j}$$

$$V_t = Q_{\text{moy},j} \times t_s \dots\dots\dots \text{(IV.15)}$$

$$S_t = \frac{v}{h} = L \times l \dots\dots\dots \text{(IV.16)}$$

$$V_t = 11294.448 \times 15 = 169416.72 \text{ m}^3$$

$$S_t = \frac{169416.72}{3} = 56472.24 \text{ m}^2 = 5,64 \text{ ha}$$

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

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

D'où :

$$V_i = \frac{V_t \times 0.7}{2} \dots\dots\dots \text{(IV.17)}$$

$$S_i = \frac{S_t \times 0.7}{2} \dots\dots\dots \text{(IV.18)}$$

On aura donc :

$$V_i = \frac{169416.72 \times 0.72}{2} = 60990.0192 \text{ m}^3$$

$$S_i = \frac{56472.24 \times 0.72}{2} = 20330.0064 \text{ m}^2$$

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

$$l = \sqrt{\frac{S}{3}} = \sqrt{\frac{20330.0064}{3}} = 82.32 \text{ m}$$

$$L = 3 \times l = 3 \times 82.32 = 246.96 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la revanche :**

Elle permet d'éviter la submersion de la crête des digues par les vagues. Pour les petits bassins (surface inférieure à 1 ha), il suffira d'une hauteur de revanche de 0.5m. Pour des surfaces de bassin comprises entre 1 et 3 ha, la hauteur de revanche varie linéairement entre 0.5 et 1m. Pour les grands bassins (surface de plus de 3 ha), la revanche peut être estimée par la formule simplifiée suivante :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

Avec :

R : la revanche .

F : (longueur du plan d'eau) en km.

On aura donc la surface de plus de 3 ha), la revanche peut être estimée par la formule simplifiée suivante :

$$\mathbf{R} = 1 + 0.3\sqrt{F} = 1 + 0.3\sqrt{0.246}$$

$$\mathbf{R} = 1.14 \text{ m}$$

IV. 3.B.2.2. Bassin de décantation :

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

On prend : $t_s = 5 \text{ j}$ et $H = 2 \text{ m}$

$$\mathbf{Vt} = Q_{\text{moy},j} t_s = 11294.448 \times 5 = 56472.24 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{St} = \frac{v}{h} = \frac{56472.24}{2} = 28236.12 \text{ m}^2 = 2,8 \text{ ha}$$

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

D'où :

$$\mathbf{Vi} = \frac{v}{2} = \frac{56472.24}{2} = 28236.12 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{Si} = \frac{s}{2} = \frac{28236.12}{2} = 14118.06 \text{ m}$$

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

On aura alors :

$$l = \sqrt{\frac{S}{3}} = \sqrt{\frac{14118.06}{3}} = 84.01 \text{ m}$$

$$\mathbf{L} = 3 \times l = 3 \times 84.01 = 252.05 \text{ m}$$

❖ Calcul de la revanche:

On aura donc la surface de plus de 3 ha), la revanche peut être estimée par la formule simplifiée suivante :

$$\mathbf{R} = 1 + 0.3\sqrt{F} = 1 + 0.3\sqrt{0.252}$$

$$\mathbf{R} = 1.14 \text{ m}$$

IV. 3.B.2.3. Bassin de finition :

C'est le même calcul que les bassins de décantation, mais avec une hauteur $h=1 \text{ m}$ et un temps de séjour $t_s = 3 \text{ jours}$.

$$\mathbf{Vt} = Q_{\text{moy},j} \times t_s = 11294.448 \times 3 = 33883.34 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{St} = \frac{v}{h} = \frac{33883.34}{1} = 33883.34 \text{ m}^2 = 3,8 \text{ ha}$$

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

D'où :

$$V_i = \frac{v}{2} = \frac{33883.34}{2} = 16941.67 \text{ m}^3$$

$$S_i = \frac{s}{2} = \frac{33883.34}{2} = 16941.67 \text{ m}^2$$

On garde le même rapport On aura alors $\frac{L}{1} = 3$

On aura alors :

$$l = \sqrt{\frac{S}{3}} = \sqrt{\frac{16941.67}{3}} = 75.14 \text{ m}$$

$$L = 3 \times 1 = 3 \times 75.14 = 225.44 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la revanche :**

On aura donc la surface de plus de 3 ha), la revanche peut être estimée par la formule simplifiée suivante :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} = 1 + 0.3\sqrt{0.225}$$

$$R = 1.14 \text{ m}$$

IV. 3.B.3. Fourniture d'oxygène :

La différence entre tous les ventilateurs réside dans le type d'apport d'oxygène et le modèle de circulation.

Une ventilation optimale est requise lorsque :

- Apport suffisant et régulier en oxygène.
- Circulation efficace de la masse d'eau.
- Homogénéisation des eaux usées au sein du bassin.

IV. 3.B.4. Procédé d'aération :

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

IV. 3.B.5. Surface au sol :

Moins de surface de terrain que le lagunage naturel, surface à occuper de (10,38 ha).

La profondeur maximale des bassins est de 5 m.

IV. 3.B.6. Fiabilité :

- tolérant aux variations de charge hydraulique et/ou organiques ;
- tolérant aux effluents concentrés ;

- tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriment ;
- traitement conjoint d'effluents domestique et industriel (biodégradable) ;
- boues stabilisés.

Tableau IV.14 : récapitulation du dimensionnement de lagunes aérées.

Dimension	Unité	Horizon 2053
Lagune d'aération		
Volume	m ³	169416.72
Surface	ha	5,64
Nombre de bassins	u	2
Longueur	m	246.96
Largeur	m	82.32
Hauteur	m	3
Temps de séjour	j	15
Lagune de décantation		
Volume	m ³	56472.24
Surface	ha	2.8
Nombre de bassins	u	2
Longueur	m	252.05
Largeur	m	84.01
Hauteur	m	2
Temps de séjour	j	5
Lagune de finition		
Volume	m ³	33883.34
Surface	ha	3.8
Nombre de bassins	u	2
Longueur	m	75.14
Largeur	m	225.44
Hauteur	m	1
Temps de séjour	j	3

Remarque :

La hauteur complémentaire (Revanche) de chaque bassin 1.14 m

IV.3.B.7. Charge et rendement pour chaque bassin :

En épuration d'eau un réacteur biologique est caractérisé par les paramètres suivants :

- La charge massique : C_m .
- Charge volumique : C_v .
- Besoin en oxygène.
- Modèle de calcul
- Après le calcul de rendement d'élimination

Ces paramètres une fois adaptés aux conditions particulières de l'effluent épuré permettant alors l'épuration biologique le plus appropriée.

IV.3.B.7.1 La charge massique : C_m

Elle caractérise l'équilibre biologique du traitement. Elle représente le rapport : Nourriture/ biomasse, elle définit la quantité de substrat polluant (DBO₅) mis à la disposition d'un micro-organisme (ou d'une unité de masse de micro-organismes) par unité de temps. Elle est exprimée en kgDBO₅/ kg MVS. j.

$$C_m = \frac{\text{nourriture}}{\text{boues}} = \frac{\text{kg DBO}_5 \text{ reçue}}{\text{kg MVS}(\text{dassin d'aération})} \dots \dots \dots \text{(IV.19)}$$

IV.3.B.7.2 Charge volumique : C_v

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

$$C_v = \frac{\text{charge en DBO}_5 \text{ à l'entrée} \left(\frac{\text{kg}}{\text{j}} \right)}{\text{volume de bassin}} \dots \dots \dots \text{(IV.20)}$$

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

Sur la base des deux paramètres C_v et C_m , On distinguera ainsi 5 classes pour la déférente charge .

Tableau IV.15 : les valeurs de C_m et C_v pour la déférente charge

Type	C_v (kg DBO ₅ /m ³ .j)	C_m (kg DBO ₅ /kg MVS.j)	Temps de séjour (h)	Rendement DBO ₅ (%)
Très faible charge	< 0,36	< 0,1	> 20	> 90
Faible charge	0,3 – 0,7	0,1- 0,2	8 – 10	> 90
Moyenne charge	0,7 – 1,7	0,2- 0,50	4 – 6	85

Forte charge	1,7 – 3	0,5 – 1	2 – 4	70 – 80
Très forte charge	> 3	> 1	1	70

IV.3.B.7.3. Modèle de calcul :

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

$$\frac{L_f}{L_0} = \frac{1}{1 + Kxts} \dots\dots\dots(\text{IV.21})$$

L_f : concentration en DBO à la sortie du bassin

L₀ : concentration en DBO à l'entrée du bassin

t_s : temps de séjour

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

Tableau IV.16 : Différentes valeurs de K en fonction de la nature de l'effluent.

Type d'effluent	Jr -1
Effluents urbains bruts	0,35 à 0,39
Effluents d'un traitement primaire	0,35
Effluents d'un traitement secondaire	0,12 à 0,23

On prend : $K_0 = 0.35 J_{r-1}$

Rendement d'élimination :

$$R = \frac{\text{Concentration de DBO}_5 \text{ entrée} - \text{Concentration de DBO}_5 \text{ sortie}}{\text{Concentration de DBO}_5 \text{ entrée}} * 100 \dots\dots\dots(\text{IV.22})$$

Tableau IV.17. : Charge et rendement pour chaque bassin.

Paramètre	Unité	Bassin B1	Bassin B2	Bassin B3
Temps de séjour moyen	Jours	15	5	3
Charge à l'entrée	Kg DBO/J	5775,75	924,12	336,04
Concentration à l'entrée	mg DBO/l	511,36	81,81	29,74
Volume (Q.t_s)	m3	169416,72	56472,24	33883,34

Charge volumique	g DBO/m ³ J	34,09	16,36	9,91
Charge surfacique	g DBO/m ² J	139,92	57,26	48,35
Charge à la sortie	Kg DBO/J	924,12	336,04	163,9
concentration à la sortie	mg DBO/l	81,81	29,74	14,50
Rendement	%	84,00	63,68	51,19

Temps de séjour Total = t₁ + t₂ + t₃ = 15 + 5+3 = 23 jours¹.

Rendement global = 0.91 % Moyenne charge .

IV.3.B.8. Aération : la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation de la pollution (BDO5 et azote) est calculée par la relation suivante:

$$q_{O_2} \text{ (kg/J)} = a' \times L_e + b' \times S_v + 4,3 \times N_N - 2,85 \times c' \times N_{DN} \dots \dots \dots \text{(IV.23)}$$

Avec :

a' : Quantité de O₂ nécessaire à l'oxydation de 0.2 kg de DBO₅, égal à 0,60

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

b' : Quantité de O₂ nécessaire à la respiration endogène de 0.2 kg de MVS de boues par jour, égal à 0,1

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

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

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

N : charge journalière d'azote à nitrifier (kg/J).

2,85 : Taux de conversion de l'azote **c'** : Fraction de O₂ des NO₃ - récupérée par dénitrification (entre 60-70%)

N_{DN} : charge journalière d'azote à dénitrifier (kg/J)

➤ **Calcul des besoins en énergie dans les lagunes d'aérations (p_m) :**

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 Kg O₂/Kwh.

On la prend 1,5 kg O₂/Kwh

La puissance minimale à installer sera de :

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

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

$$P_B = Be_{SB} \times V \dots \dots \dots (IV.25)$$

Avec :

Be_{SB} : besoin spécifique au brassage = 5 w/m³

V : le volume du bassin

➤ **La puissance totale des aérateurs :**

La puissance totale des aérateurs doit être de :

$$P = P_B + P_m \dots \dots \dots (IV.26)$$

➤ **Déterminations du nombre des aérateurs :**

Le nombre des aérateurs est donné par :

$$N = \frac{P_{aér\ tot}}{P_{aér}} \dots \dots \dots (IV.27)$$

Avec :

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

$P_{aér}$: puissance d'un aérateur en (KW), en prenant des aérateurs de 55KW

Bassin B1 :

$$qO_2 \text{ (kg/J)} = a' \times L_e + b' \times S_v + 4,3 \times N_N - 2,85 \times c' \times N_{DN}$$

$$= 0,6 \times 4851,33 + 0,1 \times 3,5 \times 169416,72 + 4,3 \times 327,49 - 2,85 \times 0,6 \times 327,49$$

$$= 63054,84 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$P_m = \frac{qO_2}{\frac{24}{1.5}} = \frac{63054,84}{\frac{24}{1.5}} = 3940.92 \text{ kw}$$

$$P_B = Be_{SB} \times V = 5 \times 169416,72 = 847.08 \text{ Kw}$$

$$P = P_B + P_m = 3940.92 + 847.08 = 4788 \text{ kw}$$

$$N = \frac{P}{P_{aér}} = \frac{4788}{55} = 87$$

Tableau IV.18 : Les caractéristiques des aérateurs.

Paramètre	Unité	Bassin B1
L0	mg/l	511,36
V	m ³	169416,72
qo2	kg O ₂ /J	63054,84
Pm	Kw	3940.92
PB	Kw	847.08
P	Kw	4788
Nombre d'aérateurs	u	87
Puissance d'aérateur	Kw	55

IV.2.C. Traitement des boues :

Le traitement des boues a pour but de diminuer leur teneur en eau et à réduire de manière Efficace leur charge polluante et fermentescible. Les boues sont des particules solides non Retenues par les procédés de traitement de l'eau (dégradation et séparation des polluants de l'eau).

Suivant leurs origines, on distingue :

- Les boues secondaires, biomasse en excès provenant du décanteur secondaire.
- Les boues stabilisées (digérées).

Ces boues se composent de matières organiques non dégradées (environ 75 %), de matières Minérales, de micro-organismes et d'eau (environ 99 %).

IV.2.C.1. Choix de la filière de traitement :

Ce choix repose sur plusieurs facteurs [11]

- Origine des boues
- Composition des boues
- Surface requise
- Economie de l'installation

Pour notre cas, et vue les contraintes de la région d'étude (forte pluviométrie, surface réduite), on opte pour l'épaississement et la déshydratation sans lits de séchage.

IV.2.C.1.1. Déshydratation des boues :

Les boues obtenues du bassin anaérobie sont évacuées vers un lit de séchage naturel. Ceux-ci sont installés du côté le plus éloigné des terres de la station lagunaire pour permettre

un drainage gravitaire des eaux usées vers ces bassins. Les boues séchées sont évacuées du lit manuellement et/ou à l'aide d'équipements mécaniques légers (mini-chargeur) et sont d'abord évacuées vers une zone de stockage intermédiaire puis transportées vers un point de déchargement.

IV.2.C.1.2. Dimensionnement du lit de séchage :

Le calcul des surfaces des lits de séchage résulte de la prise en compte des paramètres suivants [15];

- Production de boues : 20 l/EH/an.
- Siccité des boues : 10% en fond de bassin 8% à l'extraction
- L'épaisseur maximale de boues épandues sur les lits : 40 cm.

IV.2.C.1.2.1. Calcul du volume de boue :

$$1 \text{ H} \quad \text{-----} \quad 20 \text{ l}$$

$$106955 \text{ H} \quad \text{-----} \quad V_b \text{ (l)}$$

$$V_b = \frac{106955 \times 20}{1000} = 2139,1 \text{ m}^3 \quad \quad \quad V_b = 2139,1 \text{ m}^3$$

IV.2.C.1.2.2. Calcul de la surface totale des lits de séchage :

L'épaisseur maximale de boues épandues sur les lits : 40 cm. (H = 0,4 m).

$$St = \frac{V_b}{H} = \frac{2139,1}{0,4} = 5347,75 \text{ m}^2$$

IV.2.C.1.2.3. Calcul de la surface de chaque bassin :

On prévoit 4 lit de séchages

Donc la surface de chaque bassin :

$$S_b = \frac{St}{4} = \frac{5347,75}{4} = 1336,9 \text{ m}^2$$

On prend le rapport $\frac{L}{l} = 1,5$ donc $L = 1,5 \times l$ alors $S = 1,5 \text{ l}^2$

$$l = \sqrt{\frac{S_b}{1,5}} = \sqrt{\frac{1336,9}{1,5}} = 29,85 \text{ m} \quad \text{On prend } l = 29,85 \text{ m}$$

$$L = 1,5 \times l = 29,85 \times 1,5 = 44,78 \text{ m}$$

IV.2.C.1.2.4. Volume de chaque bassin :

$$V_b = L \times l \times H = 44,78 \times 29,85 \times 0,8 = 1069,3 \text{ m}^3$$

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

Tableau VI.19 : Caractéristiques du lit de séchage.

Paramètre	Unité	Valeur
Volume des boues	m ³	2139,1
L'épaisseur des boues	m	0,8
Nombre des bassins	u	4
Surface total	m ²	5347,75
Surface de chaque bassin	m ²	1336,9
Longueur	m	44,78
Largeur	M	29,85
Volume de chaque bassin	m ³	1069,3

IV.2.C.1.3. L'épaississement :

La première étape de déshydratation permet de réduire considérablement la quantité de boues. Les épaisseurs gravitaires les plus couramment utilisés fonctionnent uniquement par gravité. Elle consiste à décanter les boues humides dans une cuve cylindrique à fond conique. Équipé d'un grattoir d'agitation à basse vitesse pour aider à faire glisser la boue. Les boues excédentaires sont pompées via un pipeline vers une usine d'épaississement. Il est évacué de la fosse à boues et déversé au centre de l'ouvrage dans le tablier de distribution.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement de la station de lagunage aéré des eaux usées domestique de la ville de MAHDIA pour l'horizon 2053.

En raison de l'indisponibilité du site, il faut choisir une épuration par procédé lagunage aéré.

La filière de traitement proposée est la suivante :

- Un prétraitement comportant :
 - Un dégrilleur.
 - Un déssableur-déshuileur.
- Un traitement biologique comportant :
 - Deux bassins d'aération.

- Deux bassins de décantation.
- Deux bassins de finition.
 - Traitement des boues comprenant les lits de séchage.

CHAPITRE V :

Calcul hydraulique

Calcul hydraulique

Introduction :

Le calcul hydraulique est une discipline d'ingénierie qui se concentre sur l'étude et la gestion des systèmes fluides, notamment les fluides, comme l'eau. Il est utilisé dans nombreuses applications, notamment l'approvisionnement en eau potable, l'assainissement, l'irrigation, la gestion des eaux pluviales, la production d'énergie hydroélectrique et bien d'autres domaines. Il s'agit de calculs des dimensions des différentes canalisations de refoulement, des canalisations qui relient les ouvrages et des dimensions de base des différentes structures pour assurer le bon fonctionnement de la station d'un point de vue hydraulique.

V.1. Dimensionnement du Déversoir à l'entrée de la station :

V.1.1. Définition du déversoir d'orage :

Un déversoir d'orage, également appelé déversoir d'urgence ou déversoir de crue, est une structure conçue pour gérer les excès d'eau lors de fortes précipitations ou d'inondations soudaines. Son objectif principal est de prévenir les débordements des systèmes de drainage et des réseaux d'égouts en évacuant temporairement et en contrôlant le débit excédentaire d'eau de pluie vers des voies d'évacuation appropriées, comme des rivières, des cours d'eau, ou des bassins de rétention.

V.1.2. Mode de fonctionnement :

Lorsque le débit d'eau dépasse la capacité normale du réseau de drainage, le déversoir d'orage permet à l'excès d'eau de s'écouler dans une structure de décharge spécialement conçue, généralement équipée de vannes, de portes ou d'autres dispositifs de régulation. Une fois que le débit de l'eau redevient normal, le déversoir se ferme et le système de drainage habituel reprend son fonctionnement.

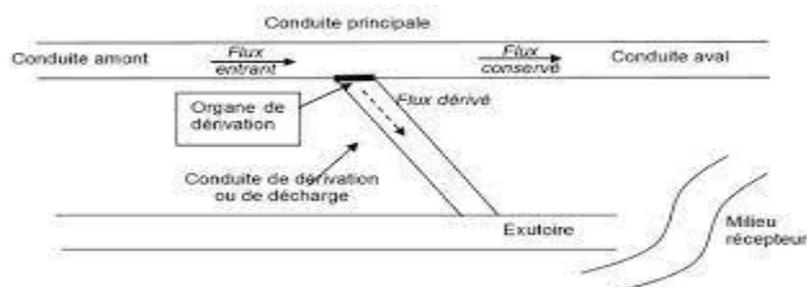


Figure V.1 : schéma du déversoir d'orage.

V.1.3 Types de déversoir d'orage :

Le choix du type de canal de trop-plein ne repose pas sur la connaissance de son fonctionnement. Bien qu'il s'agisse d'un calcul, il prend en compte la situation du débit et du niveau de l'eau. Émissaires, lieux de sortie, topographie de la région. Pour notre projet, nous choisissons un déversoir d'eaux pluviales avec seuils latéraux. Notre terrain se caractérise par une légère pente par rapport à l'emplacement de la sortie. Ce type de déversoir d'eaux pluviales est facile à entretenir et à exploiter. Un déversoir d'eau de pluie est placé en amont de la station et devant l'écran.

V.1.4. Dimensionnement :

Après avoir calculé le débit au temps de pluie (en tient compte de la dilution) on a :

- Le débit acheminé vers la station d'épuration: $Q_{stp} = 804.72 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0,22 \text{ m}^3/\text{s}}$
- Le débit pluvial $Q_{p1} = 13700.7 \text{ l/s} = 13.7 \text{ m}^3/\text{s}$ (source: **DRE de Tiaret**)

❖ Evaluation du débit amont du déversoir :

Pour un système unitaire, le débit maximal d'entrée Amont est :

$$Q_{Amont} = Q_{ts} + Q_p \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

Q_{ts} : Débit maximal à temps sec en m^3/s

Q_p : Débit de pointe des eaux pluviales en m^3/s

$$Q_{Amont} = 0.22 + 13.7 \quad Q_{Amont} = \mathbf{13,92 \text{ m}^3/\text{s}}$$

❖ Evaluation du débit aval du déversoir :

Le débit admis en aval du déversoir d'orage Q_{Aval} devient :

$$Q_{Aval} = C_d \times Q_{ts} \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

C_d : de dilution $C_d = 3$

Q_{ts} : Débit maximal à temps sec en m^3/s .

$$Q_{Aval} = C_d \times Q_{ts} = 3 \times 0,22 = 0,66 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_{Aval} = \mathbf{0,66 \text{ m}^3/\text{s}}$$

❖ Evaluation du débit déversé $Q_{dév}$:

C'est le débit déversé par le déversoir, il est en fonction de la dilution admise par le milieu récepteur. Le débit maximum déversé est exprimé comme suit :

$$Q_{dév} = Q_{Amont} - Q_{Aval} = Q_{Amont} - C_d \times Q_{ts} \dots \dots \dots (V.3)$$

Ce qui signifie que le déversoir d'orage, en fonctionnement normal, ne doit déverser aucune goutte d'eau dans la nature tant que Q_{Amont} est inférieur à $(C_d \cdot Q_{ts})$.

$$Q_{\text{dév}} = Q_{\text{Amont}} - Q_{\text{Aval}} = 13,92 - 0,66 = 13,26 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_{\text{dév}} = 13,26 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.2. Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite est en PEHD:

On a:

$$Q_{\text{dev}} = 13,26 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad I = 1\%$$

D'après l'abaque de Bazin 01 on aura : $D_d = 2000 \text{ mm}$

$$Q_{\text{ps}} = 13 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{ps}} = 3.8 \text{ m/s}$$

V.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.

V.3.1. Perte de charge, diamètre et la longueur des conduites reliant les ouvrages de la STEP :

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

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

$$\Delta H_T = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q : débit en m³/s

L : longueur de la conduite (m)

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A(m)

C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B(m)

Tableau V.1 : Les valeurs de K, m et β.

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

: $K=0,001052$. $m=4,774$. $\beta=1,77$

V.3.2. Cotes moyennes du terrain naturel des ouvrages :

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d’implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Cotes moyennes du terrain naturel d’implantation des différents ouvrages de la station

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Déversoir d’orage	904,22
Dégrilleur	904,11
Déssableur-deshuileur	904,17
1 er lagune	904,32
2ème lagune	903,49
3ème lagune	902,83
L’Oued	904.29

a) Diamètre de la conduite :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{C_{pA} - C_{pB}}} \dots\dots\dots(V.5)$$

b) Longueur de la conduite :

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

$$L_{\text{éq}} = 1,15 \times L_{\text{réelle}} \dots\dots\dots(V.6)$$

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

Les distances sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP

Ouvrage	L _{réelle} (m)	L _{éq}
Déversoir d'orage – Dégrilleur	6	6.9
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	6	6.9
Dessabler–Déshuileur – 1er Etage	10	11.5
1er Etage – 2em Etage	6	6.9
3em Etage – Etage de finition	6	6.9

c) Les cotes piézométriques des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de **BERNOULLI** donnée par :

$$P1/W + V1^2/2g + Z1 = P2/W + V2^2/2g + Z2 + H1-2$$

Avec :

P1/W et **P2/W** : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

V1/2g et **V2/2g** : énergies cinétiques en (1) et (2).

Z2 et **Z1** : cotes des points (1) et (2).

H1-2 : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P1/W + Z1 = P2/W + Z2 + H1-2$$

On pose :

$$P1/W = H1 \text{ et } P2/W = H2$$

Donc :

$$H1 + Z1 = H2 + Z2 + H1-2 \dots \dots \dots (V.7)$$

Cp1 = H1 + Z1 : cote piézométrique au point (1).

Cp2 = H2 + Z2 : cote piézométrique au point (2).

Cp1' = Cp2 + H1-2

Tableau V .4 : les côtes du radier des ouvrages de la STEP.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)	Hauteur de l'ouvrage (m)	La revanche (m)	Cote du radier (m)
Dégrilleur	904,22	2	1	901,22
Déssableur-deshuileur	904,11	2	1	901,11
1 er lagune	904,32	3	1.14	900,18
2ème lagune	903,49	1.5	1.14	897,25
3ème lagune	902,29	2	1.14	899,15

On aura donc :

❖ Conduite dégrilleur -déssableur :

On a :

Côte du radier du dégrilleur = 901,22 m

Hauteur d'eau : 0,3 m

D'où : CPA = 901,52 m

Côte du radier du déssableur-déshuileur = 901,11 m

Hauteur d'eau : 1,1 m

D'où : CPB = 902,21 m

L = 6 m

Diamètre :

$$D = \frac{m \sqrt{k * l * Q^\beta}}{\sqrt{CPA - CPB}} = \frac{4.774 \sqrt{0.001052 * 6 * 0.22^{1.77}}}{\sqrt{902,21 - 901,52}} = 0,213 \text{ m}$$

D = 0,213 m

Dn = 300 mm

❖ Conduite Dessabler-Déshuileur – 1er Etage :

On a :

CPA' = 904.32 m

Côte du radier du 1er étage = 900,18 m

Hauteur d'eau : 1 m

D'où : CPB = 901,18 m

L = 10 m

Diamètre :

$$D = \frac{m \sqrt{k * l * Q^\beta}}{\sqrt{CPA - CPb}} = \frac{4.774 \sqrt{0.001052 * 10 * 0.22^{1.77}}}{\sqrt{901,18 - 900,18}} = 0,174 \text{ m}$$

$$D = 0,219 \text{ mm}$$

$$Dn = 300 \text{ mm}$$

❖ Conduite 1er Etage – 2em Etage :

On a :

$$CPA' = 903,49 \text{ m}$$

$$\text{Côte du radier du 2 éme étage} = 897,25 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur d'eau} : 2 \text{ m}$$

$$D'ou : CPB = 899,25 \text{ m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

Diamètre :

$$D = \frac{m \sqrt{k * l * Q^\beta}}{\sqrt{CPA - CPb}} = \frac{4.774 \sqrt{0.001052 * 6 * 0.22^{1.77}}}{\sqrt{899,25 - 897,25}} = 0,181 \text{ m}$$

$$D = 0,170 \text{ mm}$$

$$Dn = 200 \text{ mm}$$

❖ Conduite 2em Etage – Etage de finition :

On a :

$$CpA' = 902,29 \text{ m}$$

$$\text{Côte du radier du déssableur-déshuileur} = 899,15 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur d'eau} : 0,8 \text{ m}$$

$$D'ou : CPB = 899,95 \text{ m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

Diamètre :

$$D = \frac{m \sqrt{k * l * Q^\beta}}{\sqrt{CPA - CPb}} = \frac{4.774 \sqrt{0.001052 * 6 * 0.22^{1.77}}}{\sqrt{899,15 - 899,95}} = 0,141 \text{ m}$$

$$D = 0,206 \text{ m}$$

$$Dn = 300 \text{ mm}$$

Tableau V .5 : Récapitulatif des différents diamètres et côtes des ouvrages de la STEP.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)	Cote du radier (m)	Hauteur de l'eau (m)	Cote du (m)	Longueur réel (m)	Diamètre (m)
Dégrilleur	904,22	901,22	0.3	901,52	6	300
Déssableur-deshuileur	904,11	901,11	1.1	902,21	10	300
1 er lagune	904,32	900,18	1	901,18	6	200
2ème lagune	903,49	897,25	2	899,25	6	300
3ème lagune	902,29	899,15	0.8	899,95		

Conclusion :

Pour éviter un approvisionnement excessif en eaux usées vers la station d'épuration, un trop-plein pluvial a été conçu pour réguler l'approvisionnement en eaux usées.

Pour le fonctionnement rationnel de nos stations, il est nécessaire de bien sélectionner les canalisations qui composent la station en fonction de leur forme et de leur matériau de fabrication. Pour cette raison, dans ce chapitre nous déterminons les dimensions des différentes canalisations entre les différents ouvrages de notre station.

CHAPITRE VI :

Cout de réalisation

Cout de réalisation

Introduction :

Nous devons procéder à une évaluation économique après avoir terminé la construction de la station de traitement des eaux usées afin de connaître le coût total de construction de notre station.

Le coût du projet est estimé en mètres cubes (m³) d'eau purifiée par la station.

VI.1 Coût d'investissement :

VI.1.1. Coût de terrassement :

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 400 DA.

Donc le coût d'un ouvrage sera [15] :

$$C_t = 400 \times V \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 20 cm

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0,2 \times S_{hi} \dots \dots \dots (VI.2)$$

S_{hi} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	Surface (m ²)	Volume (m ³)	Coût (DA)
Dessableur	1	60	12	4800
Les bassins aérés				
Bassin aérés	2	20330,00	8132	3252800
Bassin de décantation	2	18824,08	7529,63	3011852
Bassin de finition	2	16941,67	6776,66	2710667,2
Total				6540519,2

Donc le coût total du terrassement est : **C_t = 6540519,2 DA**

VI.1.2. Coût d'excavation :

Le coût d'excavation et la décharge revient actuellement à 500 DA/m³ [15]

Tableau VI.2 : Le coût d'excavation de chaque ouvrage.

Ouvrages	Nombre	Volume (m3)	Coût (DA)
dessableur	1	12	6000
Les bassins aérés			
Bassin aérés	2	8132	4066000
Bassin de décantation	2	7529,63	3764815
Bassin de finition	2	6776,66	3388330
Total			11219145

Donc le coût total d'excavation est : $C_{ex} = 11219145$ DA

VI.1.3. Coût de la géo-membrane :

$$C_{géo} = C_u \times S_b \dots \dots \dots (VI.3)$$

Avec :

Le coût du revêtement en géo-membrane $C_u = 800$ DA/m².

S_b : Surface total des bassins (m²).

Tableau VI.3 : Le coût de revêtement en géo-membrane de chaque ouvrage.

Ouvrages	Nombre	Surface (m ²)	Coût (DA)
Bassin aéré	2	20330,00	3252800
Bassin de décantation	2	18824,08	3011852.8
Bassin de finition	2	16941,67	2710667.2
Total			8975320

Le coût total du revêtement en géo-membrane est :

$$C_{géo} = 8975320 \text{ DA}$$

VI.1.4. Coût du béton armé :

Le coût du béton est de 14 :

$$C_{ba} = P_u \times V_{bt} \dots \dots \dots (VI.4)$$

Avec :

P_u : Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement $P_u = 17000$ DA

V_{bt} : Volume du béton total

- Epaisseur des murs des ouvrages $E_m = 0,15$ à $0,4$ m, on prend

$$E_m = 0,2 \text{ m}$$

- Epaisseur du radier des ouvrages est prise $E_r = 0,3$ à $0,4$ m, on prend

$$E_r = 0,3 \text{ m}$$

- Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer.
- Le kilogramme de fer coûte actuellement 75 DA On prendra la valeur

60 Kg de fer / m³ de béton Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f \dots \dots \dots (VI.5)$$

Avec :

C_b : le prix du béton

C_f : le prix du ferrailage

$$C_b = 17000 \text{ DA}$$

$$C_f = 70 \times 60 = 4200 \text{ DA}$$

$$C_t = C_b + C_f = 17000 + 4200 = 21500 \text{ DA}$$

Volume du béton total :

$$V_{bt} = V_{br} + V_{bm} \dots \dots \dots (VI.6)$$

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes :

V_{br} : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage

V_{bm} : Volume du béton des murs de chaque ouvrage.

Avec :

$$V_{br} = E_r \times S_h$$

$$V_{bm} = E_m \times P \times h$$

P : périmètre de l'ouvrage

h : hauteur de l'ouvrage

Dessableur :

$$V_{br} = E_r \times S_h = 0,3 \times 60 = 18 \text{ m}^3$$

$$V_{bm} = E_m \times P \times h = 2 \times 0,2 \times (15 + 2 \times 3) \times 1,5 = 12,6 \text{ m}^3$$

Tableau VI.4 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage.

Ouvrage	Nombre	Volume (m ³)		V _{bt} (m ³)	Cout C _{bf} (DA)
		V _{br}	V _{bm}		
Dessableur	1	18	12,6	30,6	657900
Total					657900

Donc le coût total du béton armé est $C_{ba} = 657900$ DA

VI.1.5. Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculés précédemment [15]:

$$C_{gc} = C_t + C_{ex} + C_{géo} + C_{ba} \dots \dots \dots (VI.7)$$

Avec :

C_{gc} : Coût du génie civil (DA).

C_t : Coût total de terrassement (DA).

C_{ex} : Coût de l'excavation (DA).

C_{ba} : Coût de béton armé total (DA).

$C_{géo}$: Coût de la géo-membrane (DA).

On aura alors :

$$C_{gc} = C_t + C_{ex} + C_{géo} + C_{ba} = 6540519,2 + 11219145 + 8975320 + 657900 = 57589970,2 \text{ DA}$$

$C_{gc} = 26800684,2$ DA

VI.1.6. Coût des voiries et réseaux divers (VRD) :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc [15]:

$$C_{VRD} = 0,25 \times C_{gc} \dots \dots \dots (VI.8)$$

$$C_{VRD} = 0,25 \times C_{gc} = 0,25 \times 57589970,2 = 14397492,55 \text{ DA}$$

$C_{VRD} = 14397492,55$ DA

VI.1.7. Coût des aérateurs :

$$C_{aér} = C_{u\ aér} \times N \dots \dots \dots (VI.9)$$

Avec :

$C_{u\ aér}$: Coût d'aérateur unitaire est de $C_{u\ aér} = 50000$ DA

N : nombre d'aérateur.

Donc :

$$C_{a\acute{e}r} = C_{u\ a\acute{e}r} \times N = 50000 \times 4 = 200000 \text{ DA}$$

$$C_{a\acute{e}r} = 300000 \text{ DA}$$

VI.1.8. Coût total des investissements de la station :

$$C_{it} = C_{g,c} + C_{VRD} + C_{a\acute{e}r} \dots \dots \dots (VI.10)$$

$$C_{it} = C_{g,c} + C_{VRD} + C_{a\acute{e}r} = 57589970,2 + 14397492,55 + 200000 = 72187462,75 \text{ DA}$$

$$C_{it} = 72187462,75 \text{ DA}$$

VI.1.9. Le coût total de l'investissement avec TVA :

$$C_{it\ TVA} = C_{it} + 17\% \times C_{it} \dots \dots \dots (VI.11)$$

$$C_{it\ TVA} = C_{it} + 17\% \times C_{it} = 72187462,75 + 0,17 \times 72187462,75 = 84459331,42 \text{ DA}$$

$$C_{it\ TVA} = 84459331,42 \text{ DA}$$

VI.2. Coût de fonctionnement :

VI.2.1. Coût de main d'œuvre :

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement [15] :

$$C_{mo} = 0,05 \times C_{it\ TVA} \dots \dots \dots (VI.12)$$

$$C_{mo} = 0,05 \times C_{it\ TVA} = 0,05 \times 84459331,42 = 4222966,57 \text{ DA}$$

$$C_{mo} = 4222966,57 \text{ DA}$$

VI.2.2. Coût de l'énergie électrique :

Le prix de l'électricité cédé pour les installations hydrauliques tel que particulièrement les stations d'épuration est évalué comme suite : De 6 H 00 à 17 H 00 → 1,60 DA/kwh

De 17 H 00 à 22 H 30 → 7,20 DA/kwh

De 22 H 30 à 6 H 00 → 0,85 DA/kwh

Tableau VI.5 : Cout énergétique électrique.

Désignation	P-absorbé (kw)	Période (h)	N	Energie Totale (kwh)	P.U (DA/Kwh)	Cout (DA)
6 H 00 17 H 00						
Aérateur	40	4	4	640	1,6	1024
Eclairage extérieur	1.8	2	2	7,2	1,6	11,52
17 H 00 - 22 H 30						

Aérateur	40	1,5	4	240	7,2	1728
Eclairage extérieur	1.8	4,5	2	16,2	7,2	116,64
22 H 30 - 6 H 00						
Aérateur	40	2,5	4	400	0,85	340
Eclairage extérieur	1.8	7,5	2	27	0,85	22,95
Total						3243,11

VI.2.3. Le coût annuel de l'énergie électrique :

$$C_{\text{elc an}} = 365 \times C_{\text{elc}} \dots \dots \dots (\text{VI.13})$$

$$C_{\text{elc an}} = 365 \times 3243,11 = 1183735,15 \text{ DA}$$

$$C_{\text{elc an}} = 1183735,15 \text{ DA}$$

VI.2.4. Coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total :14

$$C_{\text{rm}} = 0,05 \times C_{\text{it TVA}} \dots \dots \dots (\text{VI.14})$$

$$C_{\text{rm}} = 0,05 \times C_{\text{it TVA}} = 0,05 \times 84459331,42 = 4222966,57 \text{ DA}$$

$$C_{\text{rm}} = 4222966,57 \text{ DA}$$

VI.2.5. Coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{\text{ff}} = 0,05 \times C_{\text{it TVA}} \dots \dots \dots (\text{VI.15})$$

$$C_{\text{ff}} = 0,05 \times C_{\text{it TVA}} = 0,05 \times 84459331,42 = 4222966,57 \text{ DA}$$

$$C_{\text{ff}} = 4222966,57 \text{ DA}$$

VI.2.6. Coût de fonctionnement total :

$$C_{\text{ft}} = C_{\text{mo}} + C_{\text{elec an}} + C_{\text{rm}} + C_{\text{ff}} \dots \dots \dots (\text{VI.16})$$

$$C_{\text{ft}} = C_{\text{mo}} + C_{\text{elec an}} + C_{\text{rm}} + C_{\text{ff}} = 4222966,57 + 1183735,15 + 4222966,57 + 4222966,57 = 13852634,86 \text{ DA}$$

$$C_{\text{ft}} = 13852634,86 \text{ DA}$$

VI.3. Calcul du prix du m³ d'eau traitée :**VI.3.1. Coût d'amortissement annuel :**

On peut calculer le coût d'investissement par la durée d'amortissement selon la formule suivante :

$$C_{aa} = \frac{C_{it\ TVA}}{t} \dots\dots\dots(VI.17)$$

Avec :

C_{it TVA} : coût total d'investissement en TVA (DA).

t : durée d'amortissement (t = 30 ans).

$$C_{aa} = \frac{C_{it\ TVA}}{t} = \frac{84459331,42}{30} = 2815311,047 \text{ DA}$$

$$C_{aa} = \mathbf{2815311,047 \text{ DA}}$$

VI.4. Coût total de la station :

$$C_{t\ st} = C_{aa} + C_{ft} \dots\dots\dots (VI.18)$$

Avec :

C_{t st} : coût total de la station (DA).

C_{aa} : coût d'amortissement annuel (DA).

C_{ft} : coût de fonctionnement total (DA).

$$C_{t\ st} = C_{aa} + C_{ft} = 2815311,047 + 13852634,86 = 16667945,91 \text{ DA}$$

$$C_{t\ st} = \mathbf{16667945,91 \text{ DA}}$$

VI.5. Coût de m³ d'eau épurée :

Le volume total annuel d'eau épurée à l'horizon 2053 est :

$$V_{an} = 3543,3 \times 365 = 1293304,5 \text{ m}^3$$

Le coût du m³ épurée sera alors :

$$C_e = \frac{C_{t\ st}}{V_{an}} \dots\dots\dots(VI.19)$$

$$C_e = \frac{C_{t\ st}}{V_{an}} = \frac{16667945,91}{1293304,5} = 12,88 \text{ DA}$$

$$C_e = \mathbf{12,88 \text{ DA}}$$

Tableau VI.6 : récapitulation du cout de réalisation de notre future station.

Désignation	Montant DA
Terrassement	6540519,2
Excavation	11219145
Géo-membrane	8975320
Béton armé	657900
Cout de génie civil	57589970,2
Voiries et réseau divers	14397492,55
Aérateurs	200000
Cout d'investissement total	72187462,75
Cout avec TVA	84459331, 42
Main d'ouvre	4222966,57
Energie électrique annuelle	1183735.15
Renouvellement du matériel électromécanique	4222966,57
Frais financiers	4222966, 57
Cout de fonctionnement total	13852634, 86
Amortissement annuel	2815311,047
Désignation	Montant DA
Cout totale de la station	16667945, 91
Cout de m ³ d'eau épurée	12,88

Conclusion :

Le budget du projet constitue une partie importante de la recherche du projet et ses résultats économiques influencent la mise en œuvre et la conception du projet. Sur la base des calculs de ce chapitre, nous constatons que le coût de construction du futur site est estimé à **16667945,91 DA**, et le coût d'un mètre cube d'eau pure est estimé à **12,88 DA**.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ces travaux visent à engager la mise en place d'une station d'épuration des eaux usées de la ville de Mahdia (wilaya de Tiaret) ; Car à l'heure actuelle, les eaux usées de cette ville sont évacuées directement dans la vallée sans être traitées, ce qui entraîne de graves problèmes environnementaux et de santé publique.

La création d'une station d'épuration des eaux usées vise :
Éliminer les risques de harcèlement et de pollution dans le village.

- Protéger l'environnement, y compris les quartiers existants.
- Maintenir le potentiel de réaffectation d'autres utilisations nocives dans les zones d'irrigation pour traiter les zones non traditionnelles.

Le secteur du traitement des eaux usées préconise différentes technologies à différents niveaux techniques, mais souvent très avancées et présentées comme des méthodes de traitement classiques. Ainsi que les nouvelles technologies pour protéger l'environnement et protéger le milieu naturel. Ces techniques sont appelées techniques de lagunage.

Le choix du secteur de traitement doit être effectué de manière à pouvoir répondre, d'une part, aux exigences de qualité des eaux usées brutes et de l'eau traitée, et, d'autre part, aux aspects économiques et aux conditions limites. Chirurgie. Déterminer la taille des stations lagunaires reste difficile compte tenu des différents modèles théoriques abordant la cinétique de décomposition de la matière organique. Dans notre cas, nous avons choisi un lagon ventilé en raison de son encombrement moindre par rapport à un lagon naturel.

Il ne suffit pas de construire une station d'épuration des eaux usées bien gérée, car sa construction est très importante.
Savoir gérer et exploiter la station car STEP sans une bonne gestion ne peut pas durer longtemps.

Références bibliographique

Références bibliographique

- [1].LIBES Y .Les eaux usées et leur épuration.
- [2].Radier.2005 généralité des eaux usées
- [3].Ballage,M ,1973 ,Radier et al 2005. Paramètre de pollution organique
- [4]. A.HAKMI traitement des eaux " traitement de de l'eau de source bousfer ORAN 2006
- [5]. M. Satin et B. Selmi, Guide Technique de l'Assainissement 3e Edition, Le Moniteur, 2006.
- [6]M. Nabil et Gzaidi «Dimensionnement de la station d'épuration de la ville de Sidi-Aich, wilaya de Bejaia», Mémoire de fin d'études, Master Hydraulique, Université de Bejaia, 2018.
- [7]. O. Khouloud .doucement la pollution des eaux usées
- [8]. B.Abdejbar et T.oussama .diagnostic de fonctionnement de la station d'épuration de kouinene .solution proposées .
- [9] :leau.tome 2 ;usages
- [10] : A.ayoub .mémoire application nitrification dénitrification dans le traitement des eaux usées licence detude fondamentale 2009université chouaib doukali .
- [11] :Qualité de l'eau et assainissement tome 2 en France .2002
- [12] :DYNOVIVE. 1945.princope de usage de désinfection UV de l'eau
- [13] :ISMA. au service de l'eau .le Lagunage aère :2015
- [14] : d'information PDAU de la commune de Mahdia wilaya de tairt
- [15] : b.boudoumi Conception d'une station d'épuration par lagunage aéré de la ville de KHEMISTI (W.TISSEMSILT).2020

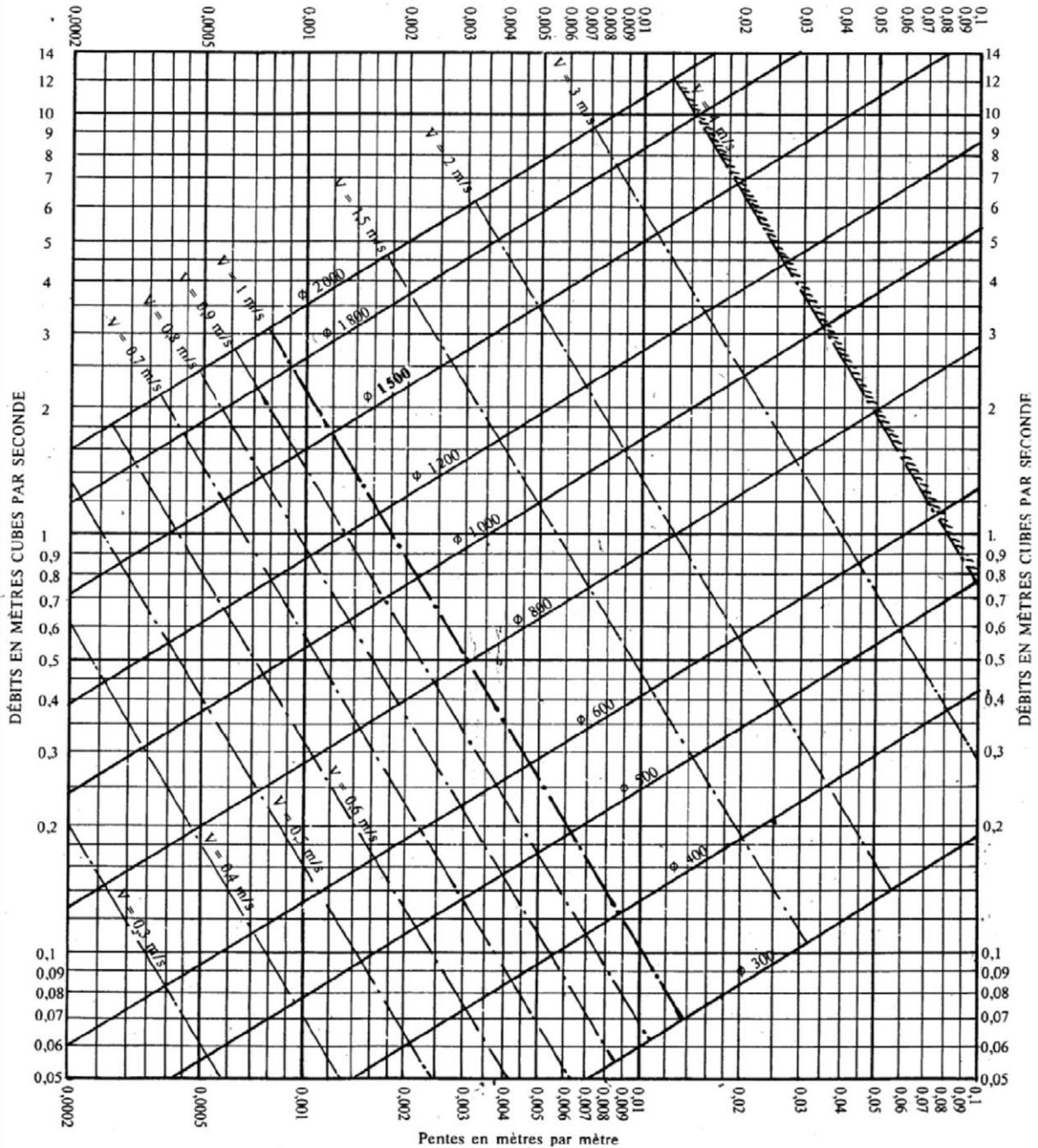
Annexe

Annexe 01 : diagramme de BAZIN (01)

ABAQUE Ab. 4 a

Ab. 4a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : D.KAHLERAS ; cours d'assainissement ; Dimensionnement des canalisations des réseaux d'assainissement.

