



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELLE

THEME :

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION DE
LA VILLE DE CHÂTIA (W. CHLEF) EN VUE DE LEUR
REUTILISATION

Présenté par :

BENKHEDDA Mourad

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
KHALED HOULI Samia	M.A.A	Examineur
KHEDIM ALLAH Abderrahmane	M.A.A	Examineur
TAFAT Leila	M.A.A	Examineur
LEULMI MEDJDOUB Sonia	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2023

Remerciement

*Nous exprimons **ALLAH** le Tout-Puissant pour nous avoir accordé le courage, la volonté et la patience nécessaires pour surmonter toutes les difficultés et réaliser ce travail.*

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué à cette réussite :

*À notre directrice de mémoire, Madame **MEDJDOUB SONIA**, nous exprimons toute notre reconnaissance pour son encadrement, ses orientations, son soutien et ses précieux conseils.*

À tous nos enseignants de l'ENSH, ainsi qu'aux intervenants, nous adressons nos sincères remerciements pour leurs paroles éclairées, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques constructives qui ont guidé nos réflexions tout au long de nos recherches.

Nous exprimons notre gratitude envers le président et les membres du jury pour avoir honoré notre soutenance et pour avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

À nos chers parents et frères, nous témoignons notre profonde reconnaissance pour leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants.

Enfin, nous remercions chaleureusement nos amis qui ont toujours été présents pour nous. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une inestimable aide. Nous leur exprimons nos remerciements, notre respect et notre profonde gratitude."

Dédicace

*À ma grand-mère **KHADIDJA** et **MES** chers parents, dont les sacrifices, la tendresse, le soutien constant et les prières ont été la lumière qui a guidé chacune de mes étapes académiques,*

*À mes précieux frères et sœurs, **HAMEZA**, **AZIZA**, **FATIMA** et, **BILAL** dont l'appui, l'encouragement et le soutien moral ont été des piliers essentiels de mon parcours éducatif,*

À toute ma famille, dont le soutien infaillible a été un moteur dans ma quête de connaissance, et que ce travail puisse être l'aboutissement de vos vœux sincères,

Je vous remercie d'avoir toujours été à mes côtés.

*À tous mes amis **ABID**, **Nadir**, **Merouane Imad**, **Ziad**, **Hachmi** et **Moncef**, dont la présence et l'amitié ont été une source de motivation constante,*

*Et bien sûr, à ma promotrice, Madame **MEDJDOUB SONIA**, dont la guidance, les conseils et le soutien ont été des éléments cruciaux dans la réalisation de ce travail,*

*À mes collègues et professeurs de l'**ENSH**, dont la contribution à mon développement académique est inestimable,*

Cette dédicace vous est offerte en signe de reconnaissance pour avoir été les piliers de mon parcours éducatif et pour avoir rendu possible la réalisation de ce travail."

المخلص:

يزداد حجم المياه المستعملة في منطقة الشطية ولاية الشلف التي يتم صرفها في الوديان والبحار، هذه الوضعية السلبية أظهرت انعكاسات خطيرة على صحة المواطنين أدت إلى تفاقم ظاهرة التلوث البيئي. الهدف من هذا العمل هو دراسة إمكانية استخدام هذه المياه في مجالات مختلفة منها: (الفلاحة وغسيل السيارات...)، بالإضافة إلى تحديد حجم محطة معالجة مياه الصرف الصحي باستخدام الحمأة المنشطة يهدف هذا العمل إلى حماية البيئة من مخاطر التصريف المباشر لهذه المياه في الطبيعة.

الكلمات المفتاحية: محطة معالجة مياه-تحديد حجم المحطة-الحمأة المنشطة

Résumé :

Le volume des eaux usées rejetées dans la ville de Chattia la willaya de Chlef les rivières et les mers augmente, cette situation négative a eu des répercussions graves sur la santé des citoyens, conduisant à l'aggravation du phénomène de la pollution environnementale. L'objectif de ce travail est d'étudier la possibilité d'utiliser ces eaux dans divers domaines, notamment l'agriculture et le lavage de voitures, en plus de déterminer la taille de la station d'épuration des eaux usées en utilisant les boues activées. Cette démarche vise à protéger l'environnement contre les risques du rejet direct de ces eaux dans la nature.

Mots-clés : station d'épuration- dimensionné-boues activé

Abstract:

The volume of water used in the Chatia region of Chlef province, which is discharged into rivers and seas, has been increasing. This negative situation has had serious implications for the health of citizens and has led to the exacerbation of environmental pollution. The aim of this work is to study the possibility of using this water in various areas, including agriculture and car washing, as well as determining the size of a sewage treatment plant using activated sludge. This work aims to protect the environment from the risks of direct discharge of these waters into nature

Keywords: treatment plant- activated sludge.

SUMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL....

Chapitre I : Généralité sur les eaux usées et leur épuration

I. Introduction:	1
I.1. Généralités sur les eaux usées	1
I.1.1. Définitions des eaux usées.....	1
I.1.2 L'origine des eaux usées.....	2
I.1.2.1 Les eaux domestiques	2
I.1.2.2. Les eaux industrielles	2
I.1.2.3. Les eaux usées pluviales et de ruissellement.....	2
I.1.3 Caractéristiques des eaux usées	3
I.1.3.1. Caractéristiques physico-chimiques	3
I.1.3.2. Les caractéristiques bactériologies	5
I.1.4. Les méthodes et les différentes techniques de traitement des eaux usées	6
I.1.4.1. Traitement classique des eaux usées (STEP)	6
I.1.4.1.1. Prétraitement.....	6
I.1.4.1.2. Traitement primaire	8
I.1.4.1.3. Traitement secondaire (traitement biologique).....	8
I.1.4.1.4. Traitement tertiaire	10
I.1.4.1.5. Traitement des boues (filière boue).....	12
I.1.4.2. Lagunage (culture libre)	14
I.1.4.2.1. Le lagunage naturel (aérobie)	14
I.1.4.2.2. Le lagunage aéré.....	15

I.1.4.2.3. Le lagunage anaérobie	15
I.1.4.2.4. Le lagunage à haut rendement	15
I.1.4.3. L'épandage	16
I.1.4.4 Les Boues activées (culture libre)	16
I.1.4.5 Lits bactériens (culture fixé).....	17
I.1.4.6 Les disques biologiques (culture fixe).....	17
I.5. Conclusion	18

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

II.1. Introduction	20
II.2. Situation de la zone d'étude :	20
II.2.1. Situation géographique.....	20
II.2.2. Situation topographique	21
II.2.3. Analyse géologique	21
II.2.4. Contexte climatique.....	22
II.2.5. Situation démographique.....	26
I.2.6 Situation socio-économique	26
II.1.3. Situation hydraulique	30
II.1.3.1. Alimentation en eau potable.....	30
II.1.3.2. Assainissement	31
II.4.1. Choix de site de la station d'épuration	32
II.4.2. Les avantages du site.....	32
II.4.3. Les inconvénients du site	33
II .5. Choix de système d'épuration	33
II.6. Conclusion.....	35

Chapitre III : Estimation du besoin et des charges polluantes

III.1. Introduction.....	37
III.2. Estimation des besoins en futur	37
III.2.1. Besoin domestique	37
III.2.2 Besoin équipements	38
III.2.3 Calcul besoin total	40
III.3 Estimation des charges.....	40
III.3.1. Les charges hydrauliques	40
III.3.1.1. Calcul des débits des eaux usées évacue.....	40
III.3.1.2. Le débit moyen horaire	41
III.3.1.3. Calcule débit de point	41
III.3.1.4. Capacité de la future STEP	42
III.3.2. Evaluation des charges polluantes	42
III.3.2.1. La charge moyenne journalière en DBO5.....	42
III.2.2.2. La charge moyenne journalière en DCO.....	42
III.3.2.3. La charge moyen journalieren MES	42
III.3.2.4. La charge moyenne journalière en azote (N)	43
III.3. Conclusion	43

Chapitre IV: Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1. Introduction.....	45
IV .2. Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration	45
IV.2.1. Prétraitement	46
IV.2.1.1. Dégrillage	46
IV.2.2.2. Dessablage-Déshuilage	50

IV.2.2. Traitement primaire (décanteur primaire)	52
IV.2.2.1. Dimensionnement du décanteur primaire	52
IV.2.2.2. Calcul de la quantité des boues éliminées	53
IV.2.3. Traitement secondaire	54
IV.2.2.1.2. Dimensionnement du clarificateur : (décanteur secondaire)	59
IV.2.4. Traitement tertiaire	61
IV.2.4.1. Dimensionnement d'un filtre à sable	61
IV.2.4.2. Dimensionnement du rétro-lavage	63
IV.2.4.3. Dose de l'ozone à injecter	65
IV.2.4.4. Dimensionnement du bassin de désinfection par ozonation	65
IV.2.5. Traitement des boues	66
IV.2.5.1. Dimensionnement de l'épaisseur à faible charge	66
IV.2.5.2. Le dimensionnement filtre à bande.....	68
IV.3 Conclusion :	69

Chapitre V: Calcul Hydraulique

V.1. Introduction.....	71
V.2. Déversoir d'orage.....	71
V.2.1. Dimensionnement des déversoirs d'orages.....	72
V.3. Dimensionnement de la conduite	72
V.4. Profil hydraulique	73
V.4.1. Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages	73
V.4.2. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages de la station d'épuration	73
V.5.2.1. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	73

V.5.2.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charge	74
V.5.3. Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages	75
V.5.3.1. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les côtes piézométriques	76
V.6. Conclusion	77

Chapitre VI: Organisation de chantier

VI. Introduction.....	79
VI.1 Travaux de réparations et installation de chantier	79
VI.1.1 Installations destinées aux personnels	79
VI.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux	80
VI.1.3. Installations destinées à la réparation des engins	80
VI.2. Moyens des travaux de chantier	80
VI.2.1. Moyens humains.....	80
VI.2.2. Moyens matériels.....	80
VI.3. Devis quantitatif et estimatif.....	81
VI.3.1 Calcule le Coût d'investissement.....	82
VI.3.1.1. Le Coût de terrassement.....	82
VI.3.1.2. Le Coût du béton armé	82
VI.3.1.3 Coût total du génie civil.....	84
VI.3.1.4. Le Coût des VRD.....	84
VI.3.1.5. Coût des équipements électromécaniques et électriques et des installations hydromécaniques	84
VI.3.1.6. Coût total des investissements de la station.....	84
VI.3.2. Le Coût de fonctionnement	85

VI.3.2.1. Le coût de main d'œuvre	85
VI.3.2.2. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	85
VI.3.2.3 Le coût des frais financiers	85
VI.3.2.4. Le coût de fonctionnement total	85
VI.3.3. Calcul du prix du m ³ d'eau traitée	85
VI.3.4. Calcul du prix du m ³ d'eau épurée	85
VI.5. Conclusion	87
CONCLUSION GENERAL	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Tableau II.1: Variations des températures moyennes mensuelles 2016	23
Tableau II.2: Distribution des précipitations mensuelles moyennes	24
Tableau II.3 : Evaporation mensuelle moyenne en 2002.....	25
Tableau II .4. : population de Chettia et Ouled Fares pour 2023 et pour l'horizon 2063	26
Tableau II.5 : Capacité du secteur scolaire.	27
Tableau II.6 : Composition du secteur sanitaire	27
Tableau II.7. Superficie de secteur commercial.....	28
Tableau II.8. Capacité et superficie de secteur commercial	28
Tableau II.9. Capacité des équipements administratifs	29
Tableau II.10. Capacité des équipements industriels.....	29

Chapitre III : Estimation du besoin et des charges polluantes

Tableau III.1: Consommation en eau de la ville de Chettia et d'Ouled Fares.....	37
Tableau III.2 : Consommation actuelle en eau potable des équipements de la ville de CHATTIA et de OULED FARES	38
Tableau III.4 : Débit de rejet des eaux usées	40
Tableau III.5 : Le débit de points en temps sec et au temps de pluie.....	41
Tableau III.6 : Les résultats de calcul des différentes charges polluantes dans horizon 2063 sont illustrés.....	43

Chapitre IV: Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.1 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement	45
Tableau IV.2 : Espacement et épaisseur des barreaux	47
Tableaux IV.3 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier...	47

Tableau IV.4 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin	48
Tableau IV.5 : Les valeurs de β	48
Tableau IV.6 : Les résultats de calcul des dégrilleurs	49
Tableau IV.7 : Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage	50
Tableau IV.9 : Dimensionnement du dessableur – déshuileur	51
Tableau IV.10 : Les valeurs limite en fonction de K.....	52
Tableau IV.11 : Récapitulatif des résultats des calculs du décanteur primaire	54
Tableau IV.12 : Les résultats de l'horizon 2063 à faible charge	60
Tableau IV.13 : Propriétés du lit de filtration.....	62
Tableau IV.14 : Caractéristique des fluides du rétro-lavage.....	63
Tableau IV.15: Résultats de calcul d'un filtre à sable pour l'horizon 2063.....	64
Tableau IV.16: Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2063 ..	65
Tableau IV.17 : Les résultats de calcul des ouvrages de traitement des boues à faible charge	69

Chapitre V: Calcul Hydraulique

Tableau V.1 : Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages	73
Tableau V.2 : Longueur de chaque tronçon.....	74
Tableau V.3 : Récapitulatif des différentes côtes des ouvrages de la STEP.....	77

Chapitre VI: Organisation de chantier

Tableau VI .01 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.	82
Tableau VI.02 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage	84
Tableau.VI.03 : estimation le coût du projet.....	86

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralité sur les eaux usées et leur épuration

Figure.I.01 : comment fonctionne une station d'épuration.....	6
Figure.I.02 : Un Dégrilleur	7
Figure.I.03: clarificateur	10
Figure.I.04 : Élimination biologique du phosphore	11
Figure.I.05 : lit de séchage.....	13
Figure.I.06 : le traitement par lagunage	16
Figure.I.07 : disque biologique.....	17

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

FigureII.1 Situation géographique de la commune de Chettia ;	20
Figure II.2. Situation géologique de la commune de Chettia ;	22
Figure. II.3 : Représentation de la température de chattia	23
Figure. II.4 : Représentation de la précipitation de chattia.....	24
Figure. IV.5 : Représentation de l'évaporation de chattia.....	25

Chapitre IV: Dimensionnement de la station d'épuration

Figure IV.1 : Filtre classique ouvert	61
---	----

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie, comme de nombreuses régions du monde, fait face à un défi croissant et préoccupant lié à la disponibilité de l'eau. Le manque d'eau est devenu une problématique majeure dans le pays, accentuée par divers facteurs tels que la croissance démographique, l'urbanisation rapide, les changements climatiques et les pressions sur les ressources hydriques. Cette situation met en danger non seulement l'approvisionnement en eau potable pour la population, mais elle exerce également une pression considérable sur les écosystèmes aquatiques et les ressources en eau douce.

Face à ce contexte préoccupant, les stations d'épuration des eaux usées se révèlent être une nécessité impérieuse en Algérie. Ces installations jouent un rôle essentiel dans la gestion responsable des ressources en eau, en permettant le traitement adéquat des eaux usées issues des activités humaines. Elles contribuent ainsi à purifier ces eaux, à réduire leur impact environnemental lorsqu'elles sont rejetées dans la nature, et à créer des opportunités de réutilisation dans divers secteurs tels que l'agriculture, l'industrie et l'irrigation.

Dans cette introduction, nous explorerons en profondeur la situation actuelle du manque d'eau en Algérie et l'importance cruciale des stations d'épuration des eaux usées dans la préservation de cette ressource vitale, la protection de l'environnement et la garantie d'un approvisionnement en eau durable pour les citoyens algériens.

Chapitre I : Généralité sur les eaux usées et leur épuration

I. Introduction:

Les eaux usées sont un sous-produit inévitable de la vie humaine moderne, car elles proviennent de l'utilisation de l'eau dans les ménages, les industries et les zones urbaines. Les eaux usées peuvent contenir une grande variété de contaminants, tels que des matières organiques, des nutriments, des métaux lourds et des produits chimiques toxiques. Si ces contaminants ne sont pas éliminés de manière appropriée, ils peuvent avoir un impact négatif sur l'environnement et la santé publique

C'est pourquoi le traitement des eaux usées est essentiel pour protéger notre environnement et notre santé. Les installations de traitement des eaux usées utilisent une combinaison de processus physiques, chimiques et biologiques pour éliminer les contaminants et rendre l'eau sûre à réutiliser ou à déverser dans les rivières et les océans.

Dans cette introduction, nous allons examiner la généralité des eaux usées et leur épuration. Nous allons discuter des différentes sources d'eaux usées, des types de contaminants qu'elles peuvent contenir et des méthodes de traitement utilisées pour les purifier. Nous allons également aborder les problèmes environnementaux et de santé publique associés aux eaux usées mal traitées et les avantages d'une gestion efficace des eaux usées

I.1. Généralités sur les eaux usées

I.1.1. Définitions des eaux usées

Les eaux usées sont des eaux qui ont été utilisées dans les activités domestiques, industrielles ou commerciales et qui ont été rejetées dans le système d'assainissement. Elles peuvent contenir divers polluants tels que des matières organiques, des nutriments, des produits chimiques, des métaux lourds et des bactéries. Les eaux usées sont traitées dans des stations d'épuration pour éliminer ces polluants avant d'être rejetées dans l'environnement. Le traitement des eaux usées est essentiel pour protéger la santé publique et l'environnement.

[1]

I.1.2 L'origine des eaux usées

La composition de l'effluent en matière polluante est variable suivant l'origine des eaux résiduaires, celles-ci peuvent provenir en trois grandes catégories :

I.1.2.1 Les eaux domestiques

Les eaux provenant de la cuisine, de la salle de bain et des toilettes, entre autres, sont fortement contaminées par des polluants organiques tels que des graisses, des détergents, des solvants, des déchets organiques azotés et diverses bactéries.

I.1.2.2. Les eaux industrielles

Les eaux usées industrielles se distinguent considérablement des eaux usées domestiques, avec des caractéristiques variables d'un secteur industriel à un autre. En plus des matières organiques, azotées et phosphorées, elles peuvent contenir divers éléments tels que :

- Produits toxiques
- Solvants
- Métaux lourds
- Micropolluants organiques
- Hydrocarbures

Avant d'être déversées dans les réseaux de collecte, bon nombre de ces eaux usées industrielles subissent un prétraitement de la part des entreprises. Ce prétraitement vise à éliminer tous les éléments potentiellement nuisibles pour les réseaux de collecte et pour garantir le bon fonctionnement des installations de traitement des eaux usées

I.1.2.3. Les eaux usées pluviales et de ruissellement

Les eaux de pluie ne sont pas exemptes de pollutions et peuvent causer des dommages importants aux cours d'eau, en particulier pendant les périodes de fortes pluies. Ces eaux de pluie se chargent de diverses impuretés, notamment au contact de l'air, telles que les fumées industrielles et les résidus de pesticides. De plus, elles accumulent des résidus provenant des surfaces urbaines, telles que les toits et les chaussées (comme les huiles de vidange, les carburants, les résidus de pneus, les métaux lourds, etc.).

Lorsque le système d'assainissement est qualifié d'"unitaire", les eaux pluviales sont mélangées aux eaux usées domestiques. En cas de fortes précipitations, afin de protéger les installations de traitement des eaux usées, il peut être nécessaire de déverser ce mélange fortement pollué dans l'environnement, ce que l'on appelle un "délestage". De plus, dans les zones urbaines, où les sols sont rendus imperméables par les surfaces construites, il existe un risque d'inondation en plus de celui de la pollution. Les eaux pluviales peuvent être collectées simultanément avec les eaux usées domestiques ou séparément, ce qui donne lieu respectivement à des réseaux unitaires ou séparatifs

I.1.3 Caractéristiques des eaux usées

I.1.3.1. Caractéristiques physico-chimiques

➤ **Les paramètres physiques [2]**

- **La température** La température des eaux résiduaires est généralement corrélée à la température extérieure, mais elle est souvent plus élevée car la plupart des gens n'utilisent pas d'eau froide pour les activités domestiques telles que la douche

- **La matière en suspension (MES)**

Les matières solides insolubles en suspension dans un liquide et visibles à l'œil sont communément appelées des "particules en suspension" ou des "sédiments". Ce sont des solides qui ne se dissolvent pas dans le liquide et restent suspendus en suspension, créant souvent une apparence trouble ou opaque dans le liquide. Ces particules peuvent être de différentes tailles et compositions, et elles peuvent provenir de diverses sources, y compris les eaux usées et les eaux de ruissellement.

- **Paramètres Organoleptiques**

- **La turbidité** de l'eau est un paramètre important à surveiller, car elle peut avoir un impact sur la qualité de l'eau et sur les processus de traitement des eaux usées. Une turbidité élevée peut rendre l'eau impropre à la consommation humaine sans traitement approprié, et elle peut également affecter négativement les écosystèmes aquatiques en réduisant la pénétration de la lumière, en perturbant les habitats aquatiques et en influençant la température de l'eau.
- **La couleur** des eaux usées peut en effet varier en fonction de plusieurs facteurs, notamment la source des eaux usées et les substances qu'elles contiennent

➤ **Les Paramètres chimiques [5,4]**

- **Demande chimique en oxygène (DCO) :** La Demande Chimique en Oxygène (DCO) est une mesure de la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement l'ensemble des composés organiques et inorganiques oxydables présents dans un échantillon d'eau. En d'autres termes, elle évalue la charge totale de matière organique et inorganique susceptible de consommer de l'oxygène lorsqu'elle est exposée à un oxydant chimique fort

- **Demande Biochimique en Oxygène (DBO)**

La DBO5 est un indicateur important de la pollution organique, car elle mesure la charge organique biodégradable. Plus la DBO5 est élevée, plus l'eau est polluée par des matières organiques dégradables. Cela peut avoir un impact significatif sur la qualité de l'eau, en particulier dans les cours d'eau où une DBO5 élevée peut entraîner une diminution de la teneur en oxygène dissous, ce qui peut affecter la vie aquatique.

- **L'azote :** L'azote est un élément essentiel dans les écosystèmes aquatiques, mais sa présence en excès dans l'eau peut entraîner divers problèmes environnementaux, notamment la prolifération d'algues, la réduction de la teneur en oxygène dissous, et la détérioration de la qualité de l'eau. Pour surveiller et gérer l'azote dans l'eau.
- **Phosphore :** Le phosphore est en effet un élément essentiel à la vie, mais sa présence en excès dans les écosystèmes aquatiques peut avoir des effets néfastes similaires à ceux de l'azote.
- **Le potentiel Hydrogène (pH) :** Le pH est une mesure qui exprime l'acidité, la neutralité ou l'alcalinité d'une solution aqueuse. Il indique le potentiel en ions hydrogène (H^+) dans la solution.
- **Chlorures (Cl^-)**
- **Sulfates (SO_4^{2-})**
- **Métaux lourds**

I.1.3.2. Les caractéristiques bactériologies [3]

La pollution de l'eau est en effet un problème grave qui comporte des risques sanitaires importants pour les populations humaines et animales, ainsi que des conséquences dommageables pour les écosystèmes. Elle est souvent causée par des micro-organismes, qui sont de petites entités biologiques. Les micro-organismes responsables de la pollution de l'eau peuvent engendrer des maladies, généralement désignées sous le terme d'infections d'origine hydrique. Les agents pathogènes responsables de ces infections peuvent être classés en trois catégories principales :

Virus : Les virus peuvent causer diverses maladies, telles que la poliomyélite et les gastro-entérites virales, qui se propagent souvent par la contamination de l'eau.

Parasites : Les parasites, y compris les vers parasites (helminthes) et les protozoaires, sont responsables de maladies telles que les infections parasitaires intestinales. Ces parasites sont souvent transmis par l'eau contaminée.

Bactéries : Les bactéries pathogènes, telles que les vibrions et les salmonelles, peuvent provoquer des infections bactériennes gastro-intestinales. Elles sont fréquemment associées à des sources d'eau non traitée ou contaminée.

I.1.4. Les méthodes et les différentes techniques de traitement des eaux usées

I.1.4.1. Traitement classique des eaux usées (STEP)



Figure.I.01 : comment fonctionne une station d'épuration

Le traitement des eaux usées comprend généralement deux volets principaux : la filière eau, qui vise à traiter l'eau elle-même pour la rendre propre à être rejetée dans l'environnement ou réutilisée, et la filière boue, qui concerne le traitement des boues et des matières solides qui sont retirées de l'eau pendant le processus de traitement. Les méthodes de traitement des eaux usées sont variées et peuvent être classées en quatre catégories principales :

I.1.4.1.1. Prétraitement

Les effluents doivent subir avant le traitement proprement dit, un prétraitement comportant un certain nombre d'opérations à caractère physique ou mécanique. [3]

le prétraitement des effluents est une étape essentielle dans le processus global de traitement des eaux usées. Cette phase vise à éliminer les solides, les matières flottantes et d'autres contaminants grossiers présents dans les effluents avant qu'ils n'entrent dans les étapes de traitement proprement dites. Les principales opérations de prétraitement sont généralement les suivantes :

A.1 Le relevage

Les stations de relevage des eaux usées sont des composants essentiels des systèmes d'assainissement. Elles sont utilisées dans les zones où les égouts gravitaires ne peuvent pas transporter les eaux usées vers leur destination finale, souvent en raison de différences d'altitude [1]

A.2. Le dégrillage

Consiste à retenir les gros déchets solides au moyen de grilles à barreaux verticaux dont l'écartement varie entre 3 et 100 mm en fonction de l'efficacité voulue. Sont ainsi éliminés les bois, plastiques, papiers, bouteilles, feuilles qui sont susceptibles de provoquer des dégâts aux conduites et machines des différentes unités de l'installation. Dans une STEP pour eaux résiduelles, l'écartement est de l'ordre de 10 à 30 mm Le volume des matières dégrillées est de 5 à 10 dm³ par usager et par an pour un espacement d'environ 20 mm [3].



Figure.I.02 : Un Dégrilleur

A.3. Le dessablage

Est de plus en plus associé dans le même ouvrage au déshuilage. Il a pour but d'extraire des eaux brutes les sables, les graisses et particules minérales plus ou moins fines en suspension, de manière à éviter l'abrasion des pompes et conduites en aval.

Le sable se dépose dans le fond de l'ouvrage, est raclé ou sucé par pompes montées sur pont roulant. Le volume extrait par habitant et par an est de l'ordre de 5 à 12 dm³.

Les huiles et les graisses en principe flottent car leurs densités sont inférieures à celle de l'eau. On utilise souvent une aération sous forme de bulles d'air qui augmentent la vitesse de montée des particules grasses dont la récupération s'effectue dans une zone de tranquillisation.

Le temps de séjour dans ce type d'ouvrage est de 5 à 12 minutes et le débit d'air insufflé est de l'ordre de 0,2 mètre cube et par heure. [3]

I.1.4.1.2. Traitement primaire [7]

Le traitement « primaire » fait appel à des procédés physiques, avec décantation plus ou moins aboutie, éventuellement assortie de procédés physico-chimiques, tels que la coagulation-floculation.

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé « décanteur » pour former les « boues primaires ».

Ce traitement élimine 50 à 55 % des matières en suspension et réduit d'environ 30 % la DBO et la DCO.

L'utilisation d'un décanteur lamellaire permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère le processus de dépôt des particules. Une décantation lamellaire permet d'éliminer plus de 70 % des matières en suspension et diminue de plus de 40 % la DCO et la DBO.

La décantation est encore plus performante lorsqu'elle s'accompagne d'une floculation préalable. La coagulation-floculation permet d'éliminer jusqu'à 90 % des matières en suspension et 75 % de la DBO. Cette technique comporte une première phase d'adjonction d'un réactif, qui provoque l'agglomération des particules en suspension.

Les amas de solides ainsi obtenus sont appelés « floes » [5]

I.1.4.1.3. Traitement secondaire (traitement biologique)

Les traitements secondaires permettent, quand l'épuration est biologique, d'éliminer la pollution carbonée présente dans l'eau par des microorganismes chimio trophés. Ces traitements font diminuer la DCO (Demande Chimique en Oxygène), la DBO5 (Demande Biologique En Oxygène pendant Cinq jours) et les MES. [6]

C.1 Les principaux procédés d'épurations biologiques

- **Les procédés intensifs ou artificiels [7]**

Les procédés biologiques intensifs utilisés dans les stations d'épuration urbaines visent à accélérer et à optimiser les processus naturels de traitement des eaux usées. Ces procédés sont conçus pour être plus compacts et plus efficaces que les méthodes traditionnelles de

traitement des eaux usées. Voici une brève description des trois principaux types de procédés biologiques intensifs utilisés :

- Les boues activées ou lagunage artificiel.
- Les lits bactériens.
- Les disques biologiques.

- **Les procédures extensifs ou naturels ou l'on distingue [5]**

Le lagunage naturel ou aéré et l'épandage des eaux usées sont deux méthodes de traitement et de valorisation des eaux usées utilisées dans le domaine de l'assainissement.

C.2 Les étapes de traitement biologique

Ce traitement se fait en deux étapes : [3]

➤ **Élimination de l'ammoniac**

L'oxydation de l'ammoniac (NH_3) en nitrates (NO_3^-) dans le traitement des eaux usées est un processus biologique complexe qui se déroule en deux étapes distinctes. Ces étapes sont réalisées par des groupes spécifiques de bactéries nitrifiantes et nécessitent la présence d'oxygène pour se produire. Voici un aperçu des deux étapes du processus d'oxydation de l'ammoniac en nitrates :

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

➤ **Élimination des Nitrates**

La dénitrification est un processus biologique qui vise à réduire les nitrates (NO_3^- -présents dans les eaux usées en azote gazeux (N_2), éliminant ainsi les nitrates de l'eau traitée. Il existe deux principaux types de procédés pour réaliser la dénitrification dans le traitement des eaux usées :

- Les procédés à culture fixée, lorsque la biomasse est fixée sur un support: ici on reproduit en accéléré le mécanisme de bio-filtration par le sol.
- Les procédés à culture libre, lorsque la biomasse est en suspension : ici on reproduit en accéléré les mécanismes d'autoépuration des milieux aquatiques.

C.3. Clarification et rejet des effluents

La clarification permet de séparer par décantation l'eau épurée des boues (secondaires) issues du traitement biologique. Cette décantation se fait dans des ouvrages spéciaux, le plus souvent circulaires appelés clarificateurs ou décanteurs secondaire, une partie des boues (secondaires) est évacuée en aval vers le traitement des boues, l'autre partie est recyclée vers le bassin pour maintenir la masse biologique nécessaire au fonctionnement de l'installation, dans la plupart des cas, l'effluent peut être rejeté dans le milieu naturel après la clarification, le rejet se fait par un canal équipé de capteur de mesure par l'auto-surveillance de la station. [9]



Figure.I.03: clarificateur

I.1.4.1.4. Traitement tertiaire

Les traitements tertiaires jouent un rôle essentiel dans l'amélioration de la qualité de l'eau épurée dans les stations d'épuration. Leur objectif principal est d'éliminer des éléments indésirables spécifiques, ce qui permet de produire une eau épurée de haute qualité apte à être rejetée dans le milieu naturel ou réutilisée à diverses fins. [9]

D.1 La dé-phosphatation [10]

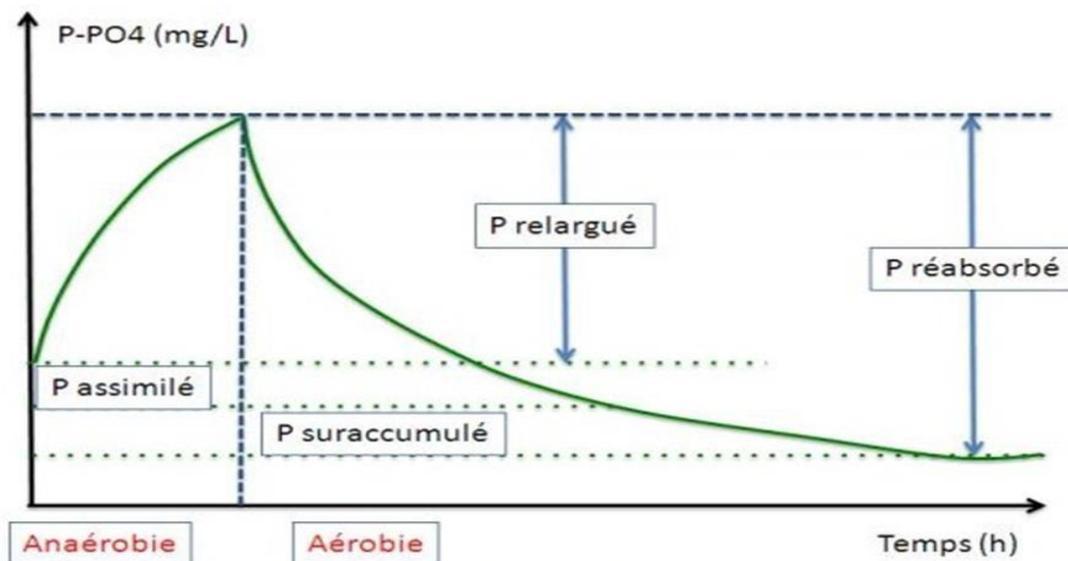
Il est exact que l'élimination du phosphore des eaux usées peut être réalisée par différentes méthodes, en fonction de divers facteurs, notamment la taille de la station d'épuration et la concentration en phosphore dans les eaux usées. Voici un aperçu des deux principales voies utilisées pour éliminer le phosphore :

Déphosphatation Physico-chimique : Cette méthode implique l'utilisation de produits chimiques pour précipiter le phosphore sous une forme solide.

Les réactifs couramment utilisés comprennent les sels métalliques tels que le sulfate d'aluminium ou le chlorure ferrique. Lorsque ces réactifs sont ajoutés aux eaux usées, ils

réagissent avec le phosphore pour former des précipités qui peuvent être ensuite éliminés par décantation. Cette méthode est souvent utilisée dans les petites installations ou lorsque des exigences strictes en matière d'élimination du phosphore sont nécessaires.

Déphosphatation Biologique : Cette méthode repose sur l'activité de micro-organismes spéciaux, appelés bactéries dénitrifiantes et accumulateurs de phosphore. Ces bactéries sont capables de stocker le phosphore dans leurs cellules sous forme de polyphosphates. Lorsque les conditions sont appropriées, ces bactéries libèrent le phosphore stocké, permettant ainsi son élimination des eaux usées. Ce processus biologique peut être réalisé dans des bassins d'aération spécifiques conçus pour favoriser la croissance de ces bactéries. La déphosphatation biologique est couramment utilisée dans les grandes installations de traitement des eaux usées. [11]



Source : (<http://uvedensil.unilim.fr>)

Figure.I.04 : Élimination biologique du phosphore

D.2 La Désinfection [13]

La désinfection de l'eau signifie l'élimination ou la désactivation des microorganismes pathogènes.

Il existe deux types de désinfection :

A. La désinfection chimique :

- Chlore (Cl₂)
- Dioxyde de chlore (ClO₂)
- Hypochlorite (OCl⁻)
- Ozone (O₃).

B. La désinfection physique:

- Lumière ultraviolet (UV)
- Radiation électronique
- Rayon Gamma
- Ultrasons
- Chaleur

I.1.4.1.5. Traitement des boues (filière boue)

Les boues extraites des décanteurs dans le traitement des eaux usées ont généralement une teneur en eau très élevée, avoisinant les 99 %. Cela signifie que seulement 1 % de ces boues est constitué de matières solides, ce qui les rend très liquides. Pour les rendre plus gérables et adaptées à l'élimination ou à la valorisation, elles doivent subir des traitements visant à réduire leur teneur en eau et à éliminer les bactéries et les parasites présents. Ces traitements sont essentiels pour minimiser les nuisances olfactives, réduire les risques sanitaires et faciliter le stockage des boues. [12]

Voici quelques-unes des étapes typiques du traitement des boues résiduelles :

E.1 L'épaississement

Le premier processus de traitement des boues d'épuration consiste généralement à épaissir les boues primaires et secondaires, voire tertiaires, produites à différentes étapes du traitement des eaux usées. Des agents flocculants, qu'ils soient synthétiques ou minéraux, peuvent être ajoutés pour faciliter la séparation des matières sèches et solides. Les boues épaissies peuvent être obtenues soit par gravitation, en les faisant s'écouler dans un silo au-dessus d'un filet ou d'une toile d'égouttage, soit par flottaison en introduisant du gaz pour séparer les matières sèches des liquides.

Cette première étape vise à augmenter la concentration des boues (entre 6 et 8 %) pour améliorer leur qualité en vue des traitements ultérieurs.

E.2 La déshydratation

Ce traitement vise à augmenter la consistance des boues pour les rendre pâteuses ou solides, avec pour objectif d'atteindre une teneur en eau comprise entre 15 % et 40 %. Il existe deux méthodes de déshydratation : la déshydratation mécanique, qui fonctionne par filtration ou centrifugation et est principalement utilisée dans les grandes stations (de plusieurs dizaines à plusieurs milliers d'Équivalents-Habitants, EH), et la déshydratation par géomembranes, une technique plus récente adaptée aux petites installations (de 1000 à 2000 EH en particulier).

E.3 Le séchage

Ce procédé vise à assécher complètement la boue, la transformant en une substance solide. Cette déshydratation totale permet de réduire le volume des boues, facilitant ainsi leur stockage et leur transport. Il existe deux méthodes de séchage : le séchage thermique, qui peut être direct (évaporation par convection) ou indirect (échange de chaleur par conduction à travers une paroi chauffée). Quelle que soit la technique de séchage utilisée, elle peut augmenter le taux de matières sèches des boues jusqu'à 95 %. Cependant, ces méthodes sont énergivores, tandis que le séchage solaire, plus écologique, est privilégié pour réduire l'impact environnemental de la gestion des boues.

- Le lit de séchage (et séchage solaire) Ce processus consiste à étaler les boues sur une surface perméable pour les déshydrater. Lorsque ces lits de séchage sont couverts par une structure transparente, comme une serre, le séchage des boues est accéléré grâce à l'exposition aux rayons du soleil, ce qui est appelé le séchage solaire.



Figure.I.05 : lit de séchage.

Il existe plusieurs formes de boues :

- Les boues primaires : elles sont issues de la première étape de traitement des eaux usées, qui consiste en une décantation pour éliminer les matières en suspension. Les boues secondaires : elles sont produites lors de la deuxième étape de traitement, qui consiste en une aération et une agitation pour éliminer la charge polluante dissoute.
- Les boues mixtes : elles sont le résultat de la combinaison des boues primaires et secondaires, et subissent un traitement de stabilisation biologique pour réduire leur potentiel de fermentation et faciliter leur gestion ultérieure.
- Les boues physico-chimiques : elles sont produites dans les stations physico-chimiques, où des produits chimiques sont ajoutés pour favoriser la précipitation des matières en suspension.

I.1.4.2. Lagunage (culture libre)

Les lagunes sont souvent utilisées pour leur grande résilience aux variations de débits et de charges polluantes. En raison de leur grande surface de contact avec l'air, elles permettent également une oxygénation naturelle des effluents, favorisant ainsi le développement de micro-organismes bénéfiques pour le traitement des eaux usées. Les lagunes peuvent être utilisées seules ou en combinaison avec d'autres processus de traitement, tels que la filtration et la désinfection, pour obtenir une qualité d'eau adéquate pour le rejet dans l'environnement ou pour la réutilisation à des fins agricoles ou industrielles.

On distingue 4 types de lagunage :

I.1.4.2.1. Le lagunage naturel (aérobie)

Les bactéries aérobies se développent en présence d'oxygène produit par la photosynthèse des végétaux. Cette oxygénation permet la dégradation de la matière organique présente dans les eaux usées. Les plantes aquatiques, en plus de participer à la production d'oxygène, absorbent également les nutriments présents dans les eaux usées, comme le phosphore et l'azote, contribuant ainsi à la réduction de la charge polluante des eaux traitées. Le fonctionnement des lagunes est donc largement dépendant de la disponibilité de la lumière solaire pour la photosynthèse des végétaux et de la température pour la croissance des bactéries aérobies [3]

I.1.4.2.2. Le lagunage aéré [14]

Il s'agit du procédé d'épuration appelé lagunage aéré ou lagunage à turbine. Contrairement au lagunage naturel, l'aération mécanique permet de stimuler la croissance des bactéries aérobies qui consomment l'oxygène pour dégrader les matières organiques. Ce procédé est donc plus adapté pour traiter les effluents industriels contenant des polluants organiques très complexes et résistants à la dégradation. Les lagunes aérées peuvent également être utilisées en complément d'autres procédés tels que les stations d'épuration biologiques pour améliorer leur efficacité

I.1.4.2.3. Le lagunage anaérobie [14]

Il est important de noter que les lagunes aérobie-anaérobie présentent des risques de nuisances élevés, tels que des odeurs, en raison de la fermentation des matières organiques en absence d'oxygène. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir des systèmes de couverture des lagunes pour limiter les émissions de gaz. De plus, le curage des bassins tous les 10 ans est nécessaire en raison de la production de boues. Ce procédé est donc surtout utilisé comme prétraitement avant un étage aérobie pour les effluents très concentrés

I.1.4.2.4. Le lagunage à haut rendement

Le lagunage à haut rendement est un procédé d'épuration biologique des eaux usées qui utilise des bassins peu profonds et bien aérés pour stimuler la croissance d'algues. Ces algues vont consommer les nutriments présents dans l'eau, tels que les nitrates et les phosphates, qui sont à l'origine de la pollution de l'eau.

Ce procédé est particulièrement adapté aux régions chaudes et ensoleillées où la photosynthèse des algues peut être maximisée. Les bassins sont équipés de dispositifs de brassage et d'aération pour maintenir les algues en suspension et leur fournir suffisamment d'oxygène.

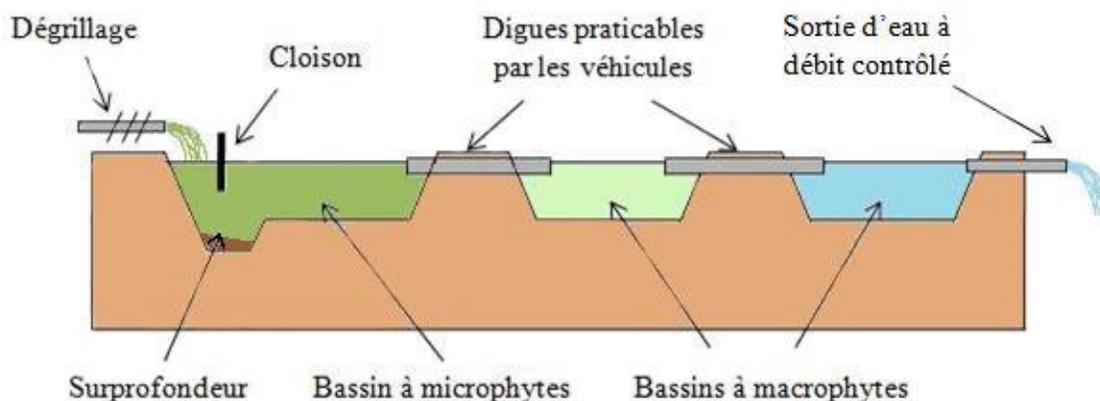


Figure.I.06 : le traitement par lagunage

I.1.4.3. L'épandage [15]

La perméabilité du sol est un élément crucial pour la mise en place d'un système d'épandage. Si le sol est trop argileux ou compact, l'eau ne pourra pas s'infiltrer correctement et risque de stagner à la surface. De même, si le sol est sujet à des remontées d'eau, le système d'épandage ne pourra pas fonctionner correctement. Il est également important que le sol soit colonisé par des microorganismes capables de dégrader les polluants présents dans les eaux usées, pour assurer une bonne épuration. Avant la mise en place d'un système d'épandage, il est recommandé de réaliser une étude de sol pour vérifier sa perméabilité et son potentiel d'épuration

I.1.4.4 Les Boues activées (culture libre)

La technique des boues activées est largement utilisée pour le traitement des eaux usées dans les grandes agglomérations. Elle présente plusieurs avantages, notamment une grande efficacité pour éliminer la pollution azotée et phosphorée, ainsi qu'une flexibilité dans la gestion des charges organiques. Cependant, elle peut être complexe à mettre en place et à entretenir, ce qui la rend moins adaptée pour les petites collectivités. En outre, le traitement du phosphore nécessite souvent un traitement chimique supplémentaire pour atteindre des rendements satisfaisants.

Malgré ces inconvénients, les boues activées restent une méthode de traitement des eaux usées couramment utilisée et efficace dans de nombreuses régions du monde

I.1.4.5 Lits bactériens (culture fixé) [16]

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs.

Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contrecourant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux.

I.1.4.6 Les disques biologiques (culture fixe) [14]

Les disques biologiques sont une méthode d'épuration de l'eau qui utilise des micro-organismes fixés sur des supports en rotation pour dégrader les polluants organiques. Les disques tournants sont immergés dans un bassin contenant l'eau à traiter. L'eau passe à travers le biofilm qui recouvre les disques et les micro-organismes présents sur le biofilm dégradent les polluants organiques. L'oxygène nécessaire à la dégradation est fourni par la diffusion de l'air dans l'eau. Les disques biologiques sont souvent utilisés dans les petites stations d'épuration pour traiter les eaux usées domestiques. Ils sont relativement simples à mettre en place et nécessitent peu d'entretien



Figure.I.07 : disque biologique

I.5. Conclusion

Les eaux usées sont un problème environnemental majeur dans le monde entier, car leur rejet dans l'environnement peut avoir des effets négatifs sur la santé humaine et les écosystèmes naturels. Heureusement, des technologies d'épuration des eaux usées efficaces ont été développées pour éliminer les polluants nocifs avant leur rejet dans l'environnement. Ces technologies comprennent des processus physiques, chimiques et biologiques, tels que la filtration, l'aération, la sédimentation et la digestion anaérobie. En outre, la réutilisation des eaux usées traitées peut constituer une source importante d'eau douce pour l'irrigation, l'industrie et d'autres utilisations. En fin de compte, la gestion responsable des eaux usées est essentielle pour protéger notre environnement et assurer la santé et le bien-être de la population mondiale.

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va présenter la ville de châtia, en commençant d'abord par sa situation géographique, géologique, topographique ainsi que les caractéristiques hydrauliques de la zone et ses données climatiques. Après nous allons déterminer la situation démographique et on finit par une étude de choix du site.

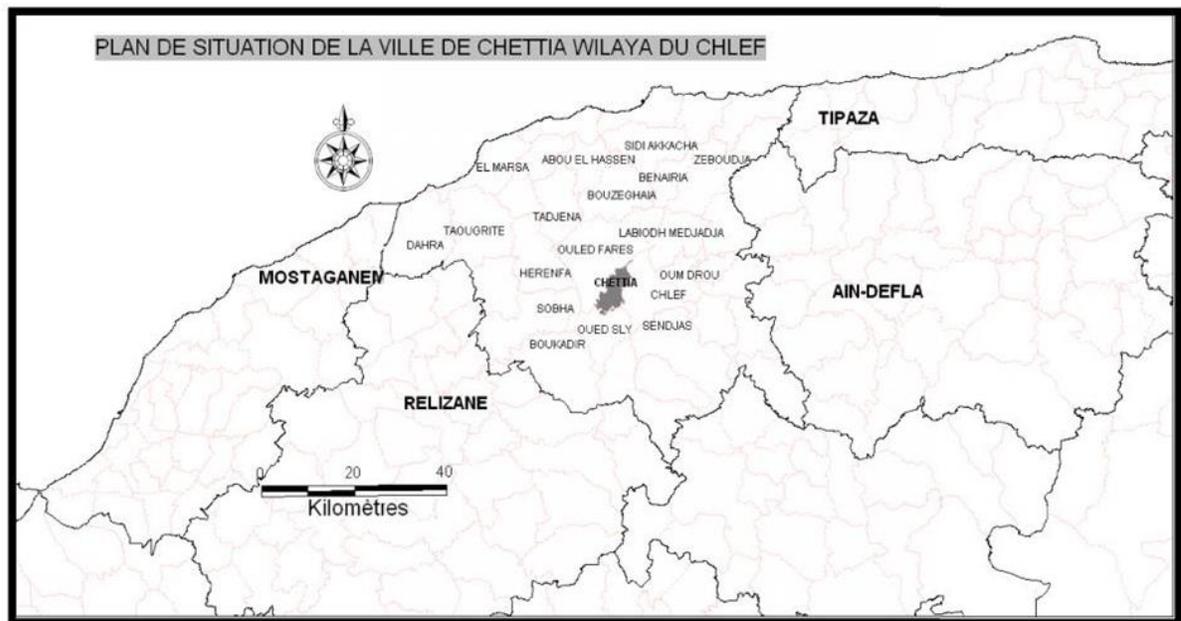
II.2. Situation de la zone d'étude :

II.2.1. Situation géographique :

La ville de Chettia fait partie de la daïra d'Ouled Farès.Elle est située à 10 km environ du Nord-Ouest de la wilaya de Chlef.

Elle est limitée :

- Au Nord : Par la commune d'Ouled Fares.
- Au sud : Par la commune d'Oued sly.
- A l'Est : Par la commune de Chlef.
- A l'Ouest : Par la commune d'Ouled Fares



FigureII.1 Situation géographique de la commune de Chettia ;

Source (A.N.R.H Blida : agence nationale des ressources hydrauliques de Blida).

II.2.2. Situation topographique :

La partie haute de Châtia, située au-dessus de la RN19, bénéficie d'un terrain en pente qui favorise un bon écoulement gravitaire des eaux usées et pluviales. Cela signifie que les eaux peuvent s'écouler naturellement vers les zones inférieures sans avoir besoin d'une intervention mécanique pour les déplacer. Cette configuration topographique est avantageuse pour la gestion des systèmes d'assainissement, car elle facilite le drainage des eaux et réduit le risque d'accumulation ou de stagnation des eaux usées.

En revanche, la partie basse de Châtia, située en dessous de la RN19, est caractérisée par des terrains agricoles de faible pente, voire plats. Cette topographie peut rendre l'écoulement gravitaire des eaux plus difficile, car il y a moins de dénivelé pour permettre un mouvement naturel des eaux. Dans de tels cas, des solutions de drainage supplémentaires, telles que des pompes ou des canalisations spéciales, peuvent être nécessaires pour gérer efficacement les eaux usées et pluviales.

II.2.3. Analyse géologique :

La région que vous décrivez présente une sédimentation miocène considérable, qui s'épaissit encore davantage dans le bassin néogène du Chelif. Cette épaisse couche de sédiments miocènes peut être considérée comme une réponse à la subsidence active de ce bassin. En effet, le bassin néogène du Chelif continue de s'enfoncer progressivement dans la croûte terrestre, et cette subsidence s'accélère même jusqu'à aujourd'hui. Les facteurs géodynamiques tels que la sismicité (activité sismique) et le poids des sédiments contribuent à cette accélération.

La sédimentation miocène dans cette région, y compris dans les régions du Dahra, de l'Ouarsenis et du bassin du Chelif, commence par une alternance de couches de calcaires, de grès et de poudingues datant du Miocène inférieur, plus précisément du Burdigalien. Ces différentes formations sédimentaires ont été déposées il y a plusieurs millions d'années et jouent un rôle important dans la compréhension de l'évolution géologique de la région.

Ces processus de sédimentation et de subsidence continus sont étudiés pour mieux comprendre l'évolution géologique de la région, notamment en ce qui concerne la formation des bassins sédimentaires et leur interaction avec les forces géodynamiques

-Q_a : Quaternaire holocène : Alluvions actuellement récents par des pentes et accumulation de piémont (sable-gravier-argile) et mollasses.

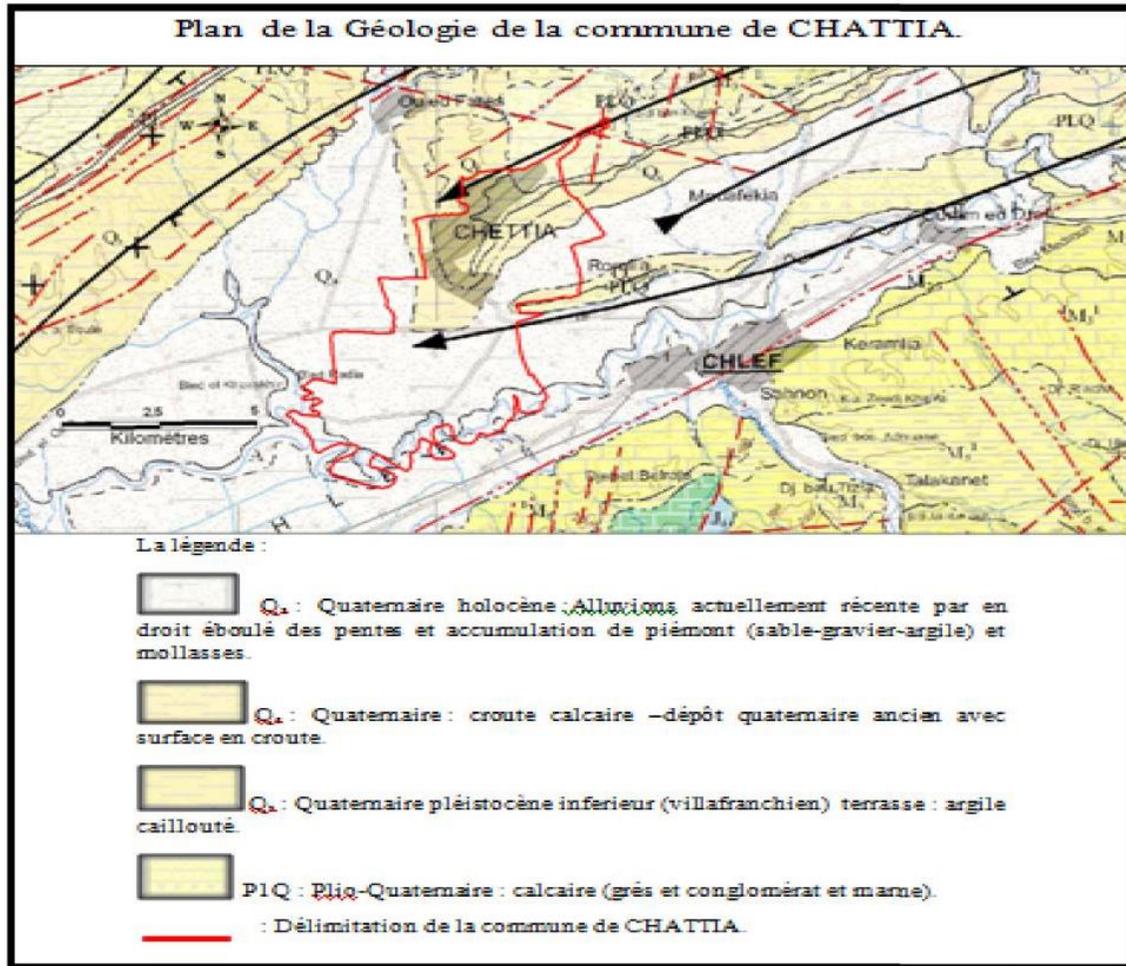


Figure II.2. Situation géologique de la commune de Chettia ;
Source (A.N.R.H Blida : agencement nationale des ressources hydrauliques de Blida)

II.2.4. Contexte climatique :

La commune de Chettia présente une variation climatique avec une partie nord caractérisée par un climat méditerranéen subhumide, tandis que la partie sud connaît un climat continental

a. Température :

La température atteint son maximum au mois de juillet avec plus de 39°C en été, son minimum au mois de janvier avec +08°C en hiver

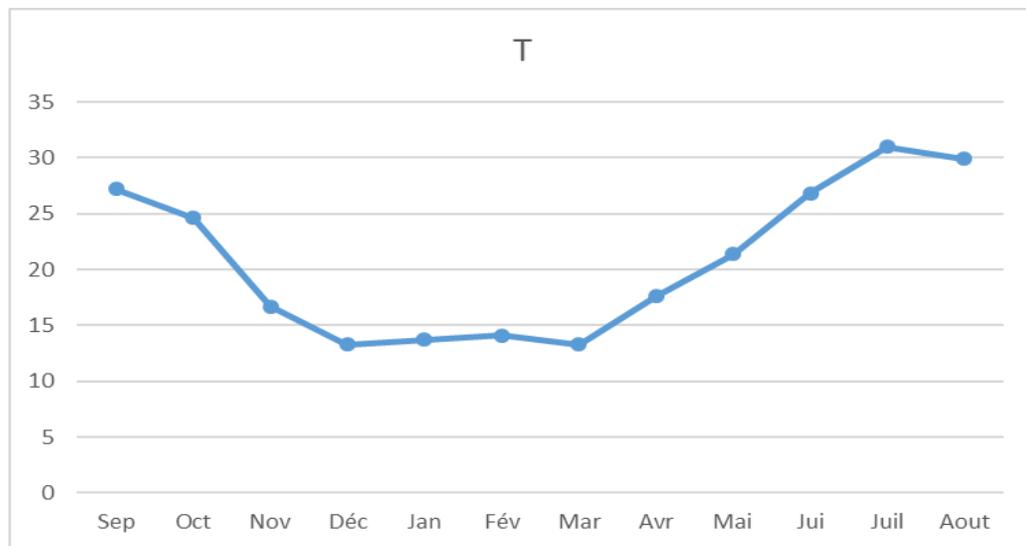
Le tableau ci-dessous, résume les moyennes mensuelles des températures minimales, moyennes et maximales pour l'année 2016.

Tableau II.1: Variations des températures moyennes mensuelles 2016

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
T	27.2	24.6	16.7	13.3	13.7	14.1	13.3	17.6	21.4	26.8	31.0	29.9

Source (A.N.R.H Blida : agence nationale des ressources hydrauliques de Blida)

T : température moyenne (°C).

**Figure. II.3 :** Représentation de la température de chattia**b. Pluviométrie :**

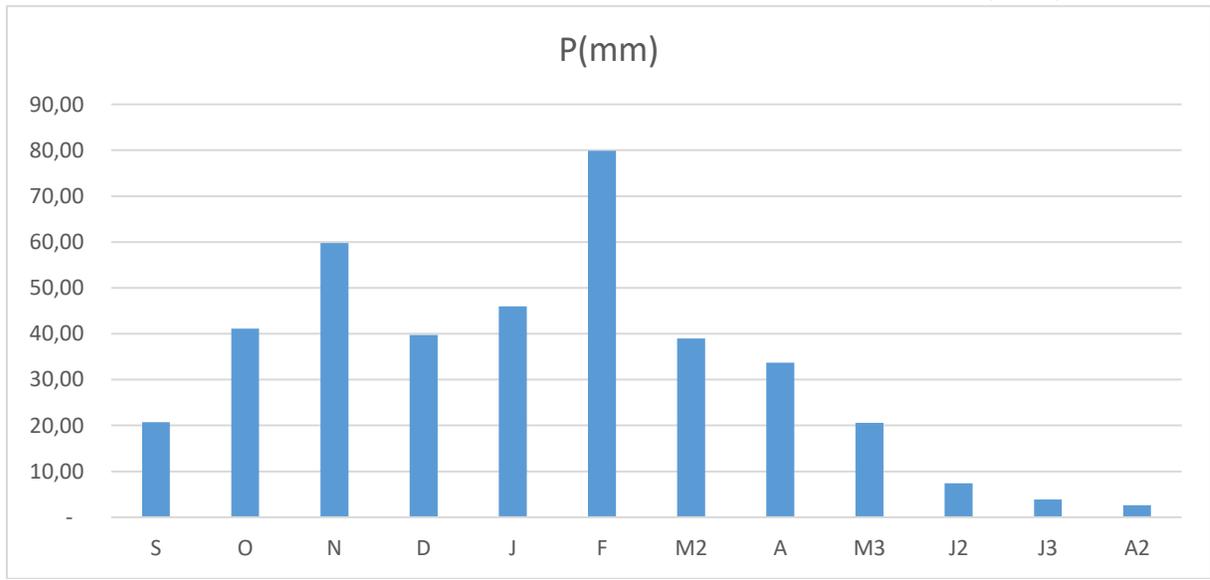
L'analyse des précipitations revêt une importance cruciale. Elle influe sur le débit des cours d'eau, les réserves d'eau des barrages destinées à l'irrigation, et la capacité du milieu naturel à absorber les débits d'eaux usées.

Les valeurs des précipitations mensuelles moyennes sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau II.2: Distribution des précipitations mensuelles moyennes

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuelle
pluie(mm)	20.7	41.1	59.8	39.7	46	79.7	39.0	33.7	20.6	7.4	3.9	2.6	390.4

Source: ONM (2018)

**Figure. II.4 :** Représentation de la précipitation de chattia**c. Evaporation:**

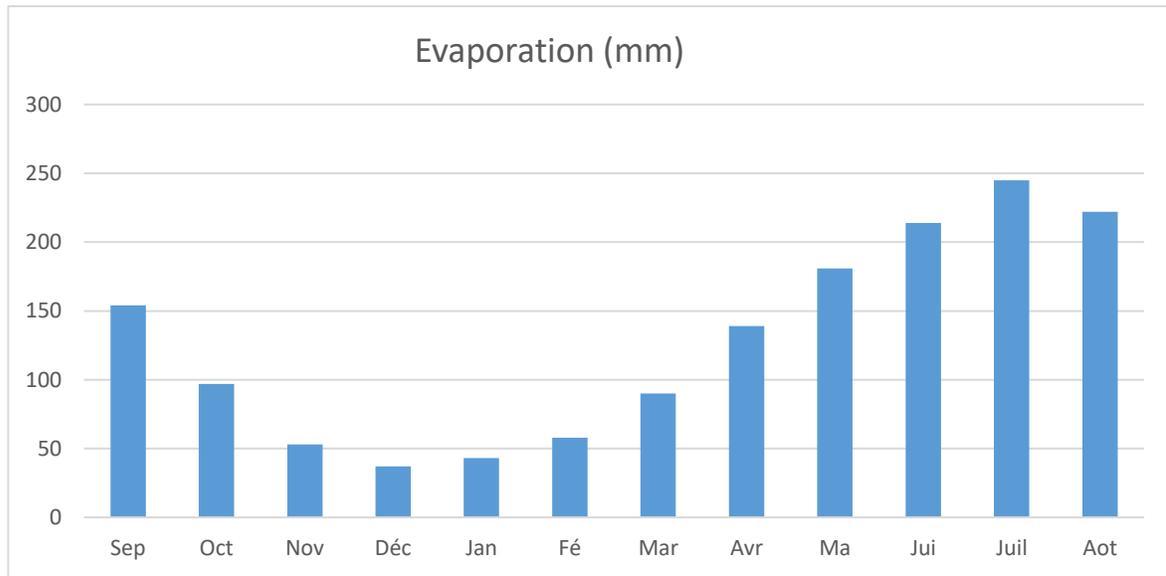
L'évaporation est élevée pendant les mois de Juin, Juillet et Août. Cela est cohérent avec la saison estivale dans laquelle les températures sont généralement élevées, l'humidité relative peut être plus faible, et le rayonnement solaire est plus intense. Ces conditions favorisent une évaporation plus importante des surfaces d'eau ouvertes, comme celle mesurée dans l'abri à l'évaporation Piche.

En revanche, l'évaporation est faible pendant les mois de Décembre, Janvier et Février. Ces mois correspondent à la saison hivernale dans laquelle les températures sont plus fraîches, l'humidité relative peut être plus élevée et les heures d'ensoleillement sont généralement moins nombreuses. Ces conditions réduisent l'évaporation des surfaces d'eau, car il y a moins d'énergie solaire disponible pour provoquer l'évaporation.

Tableau.II.3 : Evaporation mensuelle moyenne en 2002.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fé	Mar	Avr	Ma	Jui	Juil	Aot
Evaporation (mm)	154	97	53	37	43	58	90	139	181	214	245	222

Source(A.N.R.H Blida)

**Figure. IV.5** : Représentation de l'évaporation de chattia**d. Les vents:**

Les vents dominants dans la zone de Chlef soufflent principalement de l'Ouest et du Nord-Est. En outre, la région est influencée par un vent particulier appelé le sirocco, qui est un vent chaud et sec soufflant généralement de la direction (Ouest-Sud-Ouest). Le sirocco est présent pendant environ 5 à 7 jours par mois, de juin à septembre, avec un pic en août.

Dans la vallée du Chélif, les pressions atmosphériques sont généralement plus élevées le matin (à 07 heures) que le soir. Cependant, la situation s'inverse sur le littoral à 13 heures, car l'abaissement absolu de la pression atmosphérique est très important dans la région du Chélif et assez faible sur le littoral. Ces variations de pression expliquent en partie l'importance des vents locaux dans la région.

e. Sismicité:

La région de Chlef, anciennement connue sous le nom d'El Asnam, est située à environ 200 km à l'ouest de la capitale Alger. Cette région est constamment affectée par des activités sismiques. Au cours du siècle dernier, elle a connu quatre événements sismiques d'intensité EMS (European Macroseismic Scale) supérieure à 7. Le dernier séisme majeur a eu lieu le 10 octobre 1980, avec une magnitude de 7.3, et a détruit plus de 70 % de la ville.

NB : La station d'épuration de Chettia traite les eaux usées urbaines provenant des communes de Chettia et Ouled Fares

II.2.5. Situation démographique :

D'après les données collectées de l'APC de Chettia et d'El ouled fares, ils ont fourni le chiffre de **88166 habitants** avec un taux d'accroissement égal à **0.026** pour Chettia et de **20826 habitants** avec un taux d'accroissement égal **0.023** pour Ouled fares. Pour le calcul de la population pour l'horizon visé, on utilise la formule du taux d'accroissement :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n$$

P_n : Population à l'horizon

P₀ : Population en 2023

n : L'horizon

τ : Taux d'accroissement

Tableau II .4. : population de Chettia et Ouled Fares pour 2023 et pour l'horizon 2063

	Population en (2023)	Taux d'accroissement	Population à l'année 2063
Chettia	88166 hab	2.6%	246147Hab
ouled fares	20896 hab	2.3%	51890Hab
Total	109062 hab	/	298037Hab

I.2.6 Situation socio-économique :

Dans cette partie, nous nous concentrons sur les services et équipements qui consomment de grandes quantités d'eau et qui peuvent potentiellement être à l'origine d'une pollution.

a. Equipements scolaires:

La commune de Chettia et ouled fares comprend actuellement :

- 24 Ecoles primaires ;
- 07 C.E.M ;
- 03 lycées ;
- 01 technicum ;
- 01 C.F.P.A ;

D'où la capacité de ce secteur scolaire est indiquée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5 : Capacité du secteur scolaire.

Natures des équipements	Nombre	Capacité (élèves)
Ecoles primaires	20	10080
C.E.M	05	2940
Lycées	02	3150
C.F.P.A	02	383

Source (DRE Chlef : direction des ressources en eau de la wilaya de chlef)

b. Equipements sanitaires:

La commune de Chettia et ouled fares comprend actuellement :

- 01 Hôpital ;
- 03 Centres de santé ;
- 01 Polyclinique ;
- 01 Centre paramédical ;
- 01 Centre des handicapés ;
- 01 Dispensaire ;

D'où la capacité de ce secteur sanitaire est indiquée dans le tableau sous dessous :

Tableau II.6 : Composition du secteur sanitaire

Nature des équipements	Nombre	Capacité (lit)
Hôpital	01	800
Centre de santé	03	450
Centre paramédical	01	150

Centre des handicapés	01	120
Dispensaire	01	25

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

c. Equipements commerciaux:

La commune de Chettia et ouled fares est caractérisée par des activités commerciales très importantes. La capacité de ces différents équipements commerciaux est indiquée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.7. Superficie de secteur commercial

Nature des équipements	Nombre	Superficie (m ²)
Commerce	608	3648

Source : (DREChlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

d. Equipement culturel :

Tableau II.8. Capacité et superficie de secteur commercial

Nature des équipements	Nombre	Superficie (m ²)
Mosquée	11	7800 (7650fideles)
Salle de prière	06	1200 (450 fideles)
Crèche	03	6000
Centre culturel	01	4000
Salle de sport polyvalente	02	6000
Piscine	01	1500
Stade	03	60000
Cinéma	01	1500

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

e. Equipements administratif :

Les 'équipements administratifs de la ville de Chettia et ouled fares sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.9. Capacité des équipements administratifs

Nature des équipements	Nombre	Capacité (employé)
Centrale télécommunication	02	38
Protection civile	01	57
A.D.E	01	65
Section de l'impôt intercommunale	01	12
Impôts Chettia	01	18
Inspection des impôts	01	16
Garage CERFA	01	15
Bureau de poste de Chettia V.S.A	01	10
Nature des équipements	Nombre	Capacité (employé)
CNASAT	01	10
Sonelgaz	01	12
Antenne APC(V.S.A)	01	02
Bureau de poste annexe	01	20
BMPJ	01	150
OPGI	01	12
Tribunal	01	30

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

f. Equipements industriels:

Tableau II.10. Capacité des équipements industriels

Natures des équipements	Nombre	Capacité (employé)
Limonadière Saidia	01	1500
Limonadière Firmia	01	1200
Limonadière Cherchar	01	2000
Les grands moulins Ladjeraf	01	1000
Station de lavage –graissage Mheni	01	100
Entreprise privées des produits laitiers	01	1200
Sogerwel Ouest	01	200
Imprimerie et papeterie	01	250

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

II.1.3. Situation hydraulique:

II.1.3.1. Alimentation en eau potable:

La ville de chattia :

La commune de CHETTIA dispose d'un système d'alimentation en eau potable qui provient d'un piquage sur la conduite d'adduction de diamètre 1200 mm de la SDEM de TENES. La conduite de diamètre 500 mm, d'une longueur de 579 m, transporte un débit d'eau de 258.21 l/s. Ensuite, il y a une ramification avec une conduite de 500 mm et une longueur de 1345 m qui véhicule un débit d'eau de 175.41 l/s vers la station de reprise SR2. Cette station refoule un débit d'eau de 90.58 l/s vers le réservoir principal de volume 2×2000 m³, qui alimente la zone S8, et un réservoir de volume 2×2000 m³ qui alimente le réservoir tampon de H'bair, d'un volume de 2×250 m³. Ce dernier réservoir alimente douar el H'bair avec un débit de 6.72 l/s.

Une deuxième ramification avec un débit d'eau de 82.8 l/s alimente les réservoirs de volume 1500 m³ et 2×2000 m³, qui alimentent la zone D3, ainsi qu'un réservoir de volume 500 m³ qui alimente Bartali.

La commune dispose également de trois forages, F4, F5 et F6, qui ont des débits d'exploitation respectifs de 5 l/s, 21 l/s et 24 l/s. Cependant, ces forages sont hors fonctionnement après la réalisation de la SDEM de TENES.

Le réseau de distribution d'eau potable de la commune de Chettia est constitué d'un réseau maillé, utilisant des conduits en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) de diamètres variant entre $\phi 63$ et $\phi 250$ mm avec une pression nominale (PN) de 16.

Source (DRE Chlef: direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

la ville de ouled fares :

L'alimentation en eau potable de la commune est garantie par un réservoir existant d'une capacité de 2000 m³, situé au Nord-Est de la ville. Ce réservoir est alimenté par deux forages : l'un ayant une capacité de 43 l/s et l'autre de 33 l/s. Ces forages fournissent l'eau nécessaire pour remplir le réservoir et assurer l'approvisionnement en eau potable de la population.

Le réseau de distribution d'eau potable de la commune est de type maillé, ce qui signifie qu'il est constitué d'une série de conduites interconnectées qui permettent une distribution équilibrée de l'eau dans toute la zone desservie. Les diamètres des conduites du réseau varient entre 80 mm et 400 mm, ce qui permet de transporter différentes quantités d'eau selon les besoins de chaque secteur de la commune.

Ce réseau maillé et la capacité du réservoir permettent de garantir un approvisionnement régulier en eau potable à la population de la commune. Les deux forages alimentant le réservoir assurent une source d'eau fiable, ce qui est essentiel pour répondre aux besoins en eau potable de la population et des infrastructures de la ville.

Source (DRE Chlef: direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

II.1.3.2. Assainissement:

La ville de chattia :

Le réseau d'assainissement de la ville de Chettia est de type unitaire, ce qui signifie qu'il est conçu pour collecter à la fois les eaux usées domestiques et les eaux pluviales. Le réseau est composé de collecteurs gravitaires en béton comprimé et béton armé, avec des diamètres variant de Ø200 à Ø1000.

Cependant, le schéma directeur initial conçu par la direction de l'hydraulique en 1980 n'a été que partiellement réalisé. La majorité des branchements ont été effectués de manière illicite, avec un réseau mal dimensionnement, sans regards et passant sous des constructions. Cette situation a conduit à un réseau d'assainissement vétuste et défectueux, ne répondant pas aux normes requises et ne permettant pas une évacuation adéquate des eaux usées.

Après l'extension de la ville, les eaux collectées sont généralement rejetées vers l'OUED de CHLEF. Cependant, il existe également des rejets secondaires problématiques, tels que la zone D3 qui déverse directement sur chaaba, touchant l'agglomération d'El-H'bair, ainsi que la zone 05 dont le déversement direct touche les habitations en face du parc communal.

Pour améliorer la situation, il est essentiel de rénover le réseau d'assainissement en respectant les normes en vigueur et en tenant compte de l'extension prévue de la ville. Cela permettra de garantir une évacuation correcte des eaux usées et de minimiser les impacts néfastes sur

l'environnement et la santé publique. Une planification et une mise en œuvre appropriées sont nécessaires pour résoudre les problèmes d'assainissement existants et pour assurer une gestion durable de l'eau et des eaux usées dans la commune de Chettia.

Source (DRE Chlef: direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

la ville de ouled fares :

La commune d'Ouled Fares est équipée d'un réseau d'assainissement fonctionnant en système unitaire, ce qui signifie qu'il collecte à la fois les eaux usées domestiques et les eaux pluviales. Le réseau est composé de cinq collecteurs principaux de sections circulaires, fabriqués en PVC, dont les diamètres varient de Ø350mm à Ø800mm.

De plus, il y a un intercepteur d'un diamètre variant de Ø300mm à Ø1000mm et d'une longueur de 2,72 km en Béton Armé.

Cet intercepteur est raccordé au réseau de la commune d'Ouled Fares, ce qui permet d'assurer une collecte et un acheminement appropriés des eaux usées vers les installations de traitement.

Source (DRE Chlef: direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

II.4.1. Choix de site de la station d'épuration :

Le terrain réservé pour l'implantation de la station d'épuration de la ville de châtia s'étend sur une superficie d'environ huit (08) hectares et situé à une distance de 6 km environ au Sud- Ouest de la ville de CHETTIA. Il est accessible par une piste située au nord du site à 500 m du chemin de wilaya 63 (CW63).

Les eaux épurées seront évacuées vers L'Oued Chlef à une distance d'environ 100m de la limite est de la station.

II.4.2. Les avantages du site :

- Le site choisis est dans une zone extérieure aux limites des extensions futures.
- Le site est dans une zone entourée des exploitations agricoles, ce qui facilite la Réutilisation des eaux épurée dans l'agriculture.
- Une piste bien aménagée et accessible permettra d'accélérer et de simplifier les travaux de réalisation de la station d'épuration, ainsi que son entretien futur.

- Le choix d'un site éloigné des habitations pour la construction de la station d'épuration est une mesure préventive importante pour éviter les désagréments liés aux odeurs résultant des procédés d'épuration des eaux usées.
- L'existence d'une ligne électrique de haute et moyenne tension près du site choisi pour la construction de la station d'épuration peut être un avantage significatif pour le projet.

II.4.3. Les inconvénients du site :

- La possibilité que le site choisi pour la construction de la station d'épuration se trouve dans une zone inondable est un élément important à prendre en considération lors de la planification du projet. Les zones inondables sont des zones susceptibles d'être inondées en cas de crues ou de fortes précipitations, et cela peut avoir un impact significatif sur la conception et la sécurité de la station d'épuration

II .5. Choix de système d'épuration :

- Type de pollution : Le système de purification choisi dépendra du type de pollution que vous souhaitez éliminer. Par exemple, si vous avez des problèmes de contamination bactérienne dans l'eau, vous opterez pour un système de purification qui traite spécifiquement les bactéries,

Comme un filtre à ultraviolet ou un système de désinfection chimique. Si vous devez éliminer des particules solides, un filtre mécanique pourrait être plus approprié.

- Source de contamination : La source de pollution ou de contamination est également un élément déterminant. Par exemple, si vous traitez l'eau potable municipale pour rendre l'eau propre et sûre à la consommation, un système de purification en plusieurs étapes, comme la coagulation, la filtration et la désinfection, serait envisageable. Si vous avez une source de pollution industrielle spécifique, vous devrez peut-être adapter le système de purification en fonction des polluants présents.
- Volume d'eau à traiter : La capacité du système de purification doit correspondre à la quantité d'eau que vous devez traiter.

Pour de grands volumes d'eau, vous pouvez opter pour des systèmes de purification à grande échelle, comme les stations d'épuration municipales. Pour de plus petits volumes, des solutions résidentielles ou de petite échelle peuvent suffire.

- **Coûts** : Les différents systèmes de purification ont des coûts variables, y compris les coûts initiaux d'installation, d'entretien et de fonctionnement. Vous devrez évaluer les coûts à court et à long terme pour déterminer la solution la plus rentable pour vos besoins.
- **Disponibilité des ressources** : Certains systèmes de purification peuvent nécessiter des ressources spécifiques, telles que des produits chimiques de traitement ou des technologies avancées. Assurez-vous que les ressources nécessaires sont disponibles dans votre région ou que vous pouvez les obtenir facilement.
- **Impact environnemental** : Il est essentiel de considérer l'impact environnemental du système de purification choisi. Optez pour des méthodes de purification qui sont respectueuses de l'environnement et qui ne créent pas de déchets ou de sous-produits nocifs.

II.6. Conclusion :

Dans cette partie, nous avons recueilli et analysé toutes les données pertinentes concernant notre agglomération, en tenant compte de divers aspects tels que la topographie, la géologie, la climatologie, la démographie et la situation hydraulique. Ces données nous ont permis de mieux comprendre le contexte dans lequel nous opérons et de mettre en évidence certains problèmes.

Chapitre III : Estimation du besoin et des charges polluantes

III.1. Introduction:

Tout à fait, dans un projet de conception d'une station d'épuration, l'évaluation précise des débits et des caractéristiques des eaux usées à traiter est d'une importance capitale. Ces informations sont essentielles car elles servent de base pour le dimensionnement adéquat de tous les ouvrages et équipements nécessaires pour le traitement des eaux usées.

III.2. Estimation des besoins en futur :

L'évaluation des besoins en eau dans un projet d'assainissement et de station d'épuration est cruciale pour comprendre l'évolution de la population de la zone d'étude et ses besoins futurs en eau. Cette évaluation est effectuée en prenant en compte différents horizons temporels pour anticiper les besoins à long terme.

On a deux types de consommation :

- Consommation domestique .
- Consommation des équipements.

III.2.1. Besoin domestique :

Exactement, les besoins domestiques en eau concernent l'utilisation de l'eau pour les activités quotidiennes des ménages

$$Q_j = N_{\text{hab}} \cdot \text{Dot} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

Q_j : La consommation journalier (m³/j) ;

N : Population ;

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

Tableau III.1: Consommation en eau de la ville de chattia et d'ouled fares

	Nombre d' habitant (habitant)	La dotation (L/j/habitant)	Qj (m ³ /j)	Qh (m ³ /h)
Chattia	246148 hab	150 L/j	36922.2	1538.425
Ouled fares	51891 hab		7783.65	324.32
Total	298039 hab		50384.2	2099.3

III.2.2 Besoin équipements :

Tableau III.2 : Consommation actuelle en eau potable des équipements de la ville de CHATTIA et de OULED FARES

Type de consommateur	Désignation	Quantité	Dotation (l/unités/ Jour)	Unité	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _h (m ³ /h)
Etablissement sanitaire	Hôpital	260	200	Lits	240	10
	Polyclinique	160	15	Patient	22,5	0,938
	04 salles de soin	80	15	Patient	1,125	0,047
	Centre paramedical	150	15	Patient	2,25	0,094
	Centre des handicaps	120	200	Lits	24	1,000
Etablissement scolaires	23 écoles	9 364	10	Elève	142,5	5,938
	06 CEM	4 734	20	Elève	173,58	7,233
	03 lycées	3 500	20	Elève	116,86	4,869
	C.F.P.A	383	20	Stager	7,66	0,319
Equipement sportifs	03 stade	180	20	stade	3,6	0,150
	03 Salle de sport polyvalent	9000	20	Metre Carée	180	7,500
	Piscine	1500	5	meter carrée	7,5	0,313
Equipement Touristique	Hôtel	20	300	Chambre	6	0,250
Etablissement administrative	Siège APC	544	4	m ²	2,176	0,091
	Daïra	35	180	Employé	6,3	0,263
	CNASAT	10	15	m ²	0,15	0,006
	ADE	65	15	Employé	0,975	0,041
	Impôts	34	5	Employé	0,17	0,007
	Gendarmeries	80	180	Gendarme	14,4	0,600
	Protection civil	57	20	Employé	1,14	0,048
	Sonal-gaz	12	15	Employé	0,18	0,008
	Centrale télécommunication	38	5	Employé	0,19	0,008

	Garage CERFA	15	15	Client	0,225	0,009
	Bureau de poste annexe	20	15	Garde	0,3	0,013
	BMPJ	150	15	Employé	2,25	0,094
	OPGI	12	15	Employé	0,18	0,008
	Tribunal	30	15	Employé	0,45	0,019
	Bureau de poste de V.S.A	10	5	Employé	0,05	0,002
	02 stations d'essence	250	200	Client	50	2,083
	Commune	30	180	Gared	5,4	0,225
	Banque	420	4	m ²	1,68	0,070
Etablissement Public	19 mosquées	8805	10	Fidèle	88,05	3,669
	06 Sale de priere	1200	10	Fidèle	12	0,500
	01 maison de Jeune	572	10	m ²	5,72	0,238
	04 lavages	120	150	Voiture	18	0,750
	Abattoir	60	200	Tête	12	0,500
	03 restaurants	300	35	Personne	10,5	0,438
	08 douches et 06 Bains	200	25	Personne	5	0,208
	03 Crèche	600	15	Elève	9	0,375
Total					1174,061	48,9192

III.2.3. Calcul besoin total :

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

$$Q_{\text{moy},j,\text{tot}} = Q_{\text{moy},j} + Q_{\text{équip}} \dots\dots\dots (III.2)$$

Donc on aura :

- **Pour l'horizon 2063 :**

$$Q_{\text{moy},j} = 50384.2 + 1174.061 = 45879.911 \text{ m}^3/\text{j} \quad \mathbf{Q_{\text{moy},j} = 51558.26 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Pour éviter le risque des fuites et de gaspillage on fait une majoration de 15% donc on aura :

$$Q'_{\text{moy},j,\text{tot}} = Q_{\text{moy},j} * 1,15 \dots\dots\dots (III.3)$$

- **Pour l'horizon 2063:**

$$Q'_{\text{moy},j,\text{tot}} = 51558.26 * 1,15 = 59292 \text{ m}^3/\text{j} \quad \mathbf{Q'_{\text{moy},j,\text{tot}} = 59292 \text{ m}^3/\text{j}}$$

III.3 Estimation des charges :**III.3.1. Les charges hydrauliques :****III.3.1.1. Calcul des débits des eaux usées évacué :**

Effectivement, pour calculer les débits des eaux usées domestiques, on utilise souvent une méthode qui consiste à appliquer un coefficient de rejet sur les besoins en eau potable. Ce coefficient de rejet prend en compte les pertes et les fuites d'eau tout au long du processus de distribution et de consommation. En général, on considère un coefficient de rejet d'environ 80%, ce qui signifie que 80% de l'eau consommée sera rejetée sous forme d'eaux usées.

$$Q_{\text{moy},j} = Q_j * Cr \dots\dots\dots(III.4)$$

- $Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier rejetée (m^3/j) ;
- Cr : Coefficient de rejet (0,80) ;
- Q_j : La consommation journalière (m^3/j)

Les débits moyens journaliers rejetés sont regroupés dans le tableau III.

Tableau III.4 : Débit de rejet des eaux usées

Horizon	2063
Coefficient de réduction globale	0,8
Débit de consommation (m^3/j)	59292
Débit de rejet (m^3/j)	47209.51

III.3.1.2. Le débit moyen horaire :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire (m³/h) ;
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier(m³/j)

- Pour horizon 2063 : $Q_{moy,h} = 1976.729 \text{ m}^3/\text{h}$

III.3.1.3. Calcule débit de point :

Ont distingué le débit suivant :

➤ **Débit de point par temps sec :**

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

- Q_{pts} : débit de point par temps sec ;
- K_p : coefficient de pointe ;
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier des eaux usée (m³/j) ;

Le coefficient de point est estimé à partir débit moyen.

Avec :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si } Q_{moy,j} > 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots (III.7)$$

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

➤ **Débit de point en temps de pluie :**

Le débit de point en temps sec est donné par :

$$Q_{ptp} = (3 \div 5) * Q_{pts} \dots\dots\dots (III.8)$$

Q_{ptp} :débit de point en temps de pluie (3* Q_{pts}) ;

Les résultats de calcul des débits moyens et de point des eaux usée sont illustres dans me tableau suivant :

Tableau III.5 : Le débit de points en temps sec et au temps de pluie

Horizon	$Q_{moy,j}$ (l/s)	K_p	Q_{pts} (L/j)	Q_{pts} (m ³ /h)	Q_{ptp} (m ³ /h)	Q_{ptp} (m ³ /j)
2063	549.77	1.61	71976.42	3166.6631	9500	215929.26

III.3.1.4. Capacité de la future STEP :

La capacité de la future station d'épuration de la ville de CHATTIA en termes de débit, serade **47209.51 m³/j** pour horizon 2063.

La population équivalente estimée à partir de la formule suivante :

$$EqH = \frac{Q_{moy.j}}{(Dot * 80\%)}$$

Avec :

EqH : équivalente habitant ;

Qmoy,j : Débit moyen journalier rejetée(m³/j) ;

Dot : dotation pour les deux horizons (150 l/hab/jour) ;

- Horizon 2063 : **392332 EqH**

III.3.2. Evaluation des charges polluantes :

III.3.2.1. La charge moyenne journalière en DBO5 :

$$L_0 = C_{DBO5} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

- **L₀** : charge moyenne journalier en DBO₅ (**kg/j**) ;
- **[DBO₅]** : la concertation en DBO₅moyenne (**Kg/m³**) ;
- **Qmoy,j** : débit moyen journalier en (**m³/j**) ;

III.2.2.2. La charge moyenne journalière en DCO :

$$DCO_0 = C_{DCO} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec :

- **DCO₀** : charge moyenne journalier en DCO (**Kg/j**) ;
- **C_{DCO}** : la concentration en DCO moyenne (**Kg/m³**) ;
- **Qmoy,j** : débit moyen journalier en (**m³/j**) ;

III.3.2.3. La charge moyen journalieren MES :

$$MES_0 = C_{MES} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

- **MES₀** : charge moyenne journalier en MES (**kg/j**) ;
- **C_{MES}** : la concentration en MES moyenne (**kg/m³**) ;
- **Qmoy,j** : débit moyen journalier en (**m³/j**) ;

III.3.2.4. La charge moyenne journalière en azote (N) :

$$N = C_N * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec :

- N : charge moyenne journalier en azote (N) (**Kg/j**) ;
- C_N : la concentration en azote moyenne (N) (**Kg/m³**) ;
- Q_{moy,j} : débit moyen journalier en (**m³/j**) ;

Tableau III.6 : Les résultats de calcule des différentes charges polluantes dans horizon 2063 sont illustré.

Paramètres	Les Concentrations (mg/l)	Les charges journalières (kg/j)
Horizone	2063	
Q_{moy,j}	47209.51	
DBO₅	374.4	17675.24
MES	466.7	18855.02
DCO	550	25965.23
N	66.7	2815.38
Phosphore	16.7	704.9
K= rapport (DCO/DBO₅)	1.24	

Remarque :

Les analyse des eaux usée sont été prise en MARS 2018

SORCE : DRE CHLEF

III.3. Conclusion

L'estimation du besoin en capacité et des charges polluantes est une étape fondamentale dans la planification et le dimensionnement d'une station d'épuration. Une évaluation précise garantit que l'installation est adaptée aux besoins actuels et futurs, tout en minimisant l'impact sur l'environnement et en assurant le respect des normes de qualité de l'eau. Une approche soigneuse et rigoureuse dans ce domaine est essentielle pour la gestion responsable des ressources en eau et la protection de notre environ

Chapitre IV: Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1. Introduction:

Avant de pouvoir étudier et concevoir un projet de réalisation d'une station d'épuration des eaux usées (STEP) ou proposer un procédé de traitement adapté, il est essentiel de recueillir certaines données de base nécessaires pour le dimensionnement approprié de la station. Voici quelques-unes des données clés requises:

- Le nombre d'équivalent habitant (EqH) ;
- Débit total journalier (m^3/j) ;
- Débit moyen horaire (m^3/h) ;
- Débit de pointe en temps sec et en temps de pluie (m^3/j) ;
- Charge polluantes (DBO₅ et MES) (Kg/j). Une station d'épuration comprend en général :
 - Un poste de relevage des eaux brute ;
 - Un prétraitement (Dégrillage, Dessablage-Déshuilage) ;
 - Un traitement biologique (bassin d'aération, décanteur secondaire pour la clarification)
 - Un traitement des boues (épaississement, déshydratation, lit de séchage,...).
 - Un traitement tertiaire

IV .2. Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration :

Les données de base pour le dimensionnement sont regroupées dans tableau suivant :

Tableau IV.1 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement

Paramètres	Unités	Horizon
		2063
Capacité	EqH	382332
Charge Hydraulique		
-débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$)	m^3/j	47209.51
-débit moyenne horaire ($Q_{moy, h}$)	m^3/h	1976.72
-coefficient de pointe		
-débit de pointe horaire en temps sec (Q_{pts})	m^3/h	3166.6631
-débit de pointe horaire en temps de pluie (Q_{ptp})	m^3/h	9500
Charge polluante		
DBO ₅		
Charge journalier	Kg/j	17675.24
MES		
Charge journalier	Kg/j	18855.02

DCO		
Charge journalier	Kg/j	25965.23
N-NK		
charge journalier	Kg/j	2815.38
Phosphore		
Charge journalier	Kg/j	704.9
Température	°C	17,4
PH	-	7,13
Conductivité	µs/cm	3568,6

IV.2.1. Prétraitement :

IV.2.1.1. Dégrillage :

a) Calcul de dégrilleurs :

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER.

➤ Largeur de la grille :

La largeur de la grille est donnée par l'expression suivante :

$$B = \frac{s \cdot \sin \alpha}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta} \dots \dots \dots (IV.1)$$

B: La largeur de la grille (m).

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

h_{\max} : Hauteur maximum admissible de l'eau sur une grille, $h_{\max} = (0,15 \text{ à } 1,5)$.

β : Fraction de surface occupée par des barreaux,

$$\beta = \frac{d}{d+e} \dots \dots \dots (IV.2)$$

d : Epaisseur des barreau (cm).

e : Espacement des barreaux (cm).

Tableau IV.2 : Espacement et épaisseur des barreaux

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

Coefficient de colmatage de grille.

- ✓ Pour une grille manuelle, $\delta = \vartheta$ (0,1 à 0,3).
- ✓ Pour une grille mécanique, $\delta = (0,4 \text{ à } 0,5)$.

S : Surface de passage de l'effluent.

Q_{ptp} : Débit de pointe de temps de pluie (m³/s),

V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s),

$$S = \frac{Q_{ptp}}{v} \dots\dots\dots(IV.3)$$

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

En remplaçant l'équation (IV.3) dans (IV.8), on trouve :

$$B = \frac{Q_{ptp} \cdot \sin \alpha}{v \cdot h_{max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta} \dots\dots\dots(IV.4)$$

a.1) dimensionnement du dégrillage grossier :

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

Tableaux IV.3 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier

Paramètre	Q _{ptp} (m ³ /s)	v (m/s)	α (°)	h _{max} (m)	d (cm)	e (cm)	β	σ
Valeur	2.63	1	60	1.5	2	8	0,2	0,5

$$B = \frac{2.63 \cdot \sin 60}{1.5 \cdot 1.2 \cdot (1 - 0.2) \cdot 0.5} = 3.16 \text{ m}$$

$$S = \frac{2.63}{1} = 2.63 \text{ m}^2$$

- La longueur de la grille :

$$L = S / B = 0.83 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 0.83 \text{ m}}$$

a.2) Dimensionnement du dégrillage fin:

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

Tableau IV.4 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin

Paramètre	Q _{pts} (m ³ /s)	v (m/s)	α(°)	h _{max} (m)	d (cm)	e (cm)	β	θ
Valeur	2.63	1	60	0,9	1	2	0,3	0,5

$$B=2.55\text{m}$$

$$S= 2.63\text{m}^2$$

Pour la réalisation de de dégrillage on diffuse la largeur et la longueur sur deux

- La longueur de la grille :

$$L = S / B = 1.03 \text{ m}$$

$$L = 1.03 \text{ m}$$

➤ Calcul des pertes de charge :

KIRSCHMER a établi une relation entre la perte de charge et le coefficient de forme des barreaux et l'angle de la grille avec horizontale. [24]

$$\Delta H = \beta * \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \sin \theta \left(\frac{v^2}{2g}\right) \dots \dots \dots (IV.5)$$

ΔH : la perte de charge (m)

β: Le coefficient de forme des barreaux

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

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

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

a : Angle d'inclinaison de la grille avec horizontal (a = 60)

Les valeurs β de dépendent de la forme des barreaux qui sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Les valeurs de β [25]

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

On prend $\beta = 1.79$.

• **Cas d'un dégrilleur grossier :**

$$\Delta H = 1.79 * 0.2^{\frac{4}{3}} \sin 60 * \left(\frac{0.8^2}{2 * 9.81}\right) = 0.79 \text{ cm}$$

$$\Delta H = 0.79 \text{ cm}$$

• **Cas d'un dégrilleur fin :**

$$\Delta H = 1.79 * \left(\frac{1}{3}\right)^{\frac{4}{3}} \sin 60 * \left(\frac{0.8^2}{2 * 9.81}\right) = 1 \text{ cm} \qquad \Delta H = 1 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des volumes des déchets retenus au niveau des grilles**

Le volume des débris retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et la qualité des eaux à épurer [3]. Soit :

$$\frac{12}{e} < V < \frac{15}{e} \dots \dots \dots (IV.6)$$

a) Grille grossière :

$V_{\max} = 15/8 = 1,875 \text{ l/EH/an}$, pour $N = 382332 \text{ EH}$ à l'horizon 2063, le V_{\max} des déchets Sera :

$$V_{\max} = \frac{1.875 * 10^{-3} * 382332}{365} = 1.96 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \mathbf{V_{\max} = 1.96 \text{ m}^3/\text{j}}$$

$$\mathbf{V_{\min} = 12/8 = 1,5 \text{ l/EH/an} \qquad \mathbf{V_{\min} = 1.581 \text{ m}^3/\text{j}}$$

b) Grille fin:

$V_{\max} = 15/2 = 7,5 \text{ l/EH/an}$, pour $N = 382332 \text{ EH}$ à l'horizon 2063 le V_{\max} des déchets sera :

$$V_{\max} = \frac{7.5 * 10^{-3} * 382332}{365} = 7.85 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \mathbf{V_{\max} = 7.85 \text{ m}^3/\text{j}}$$

$$V_{\max} = 12/8 = 6 \text{ l/EH/an} \quad = \frac{6 * 10^{-3} * 382332}{365} = 6.28 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \mathbf{V_{\min} = 6.28 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Le tableau ci- dessous résume les résultats de calcul des dégrilleur :

Tableau IV.6 : Les résultats de calcul des dégrilleurs

Horizon 2063 avec $Q_{\text{ptp}} = 2.63 \text{ m}^3/\text{s}$			
Paramètre	Unité	Grille grossière	Grille fin
La hauteur d'eau (h_{\max})	m	1	1
Epaisseur des barreaux (d)	cm	2	1
Espacement des barreaux (e)	cm	8	2
Largeur de la grille (B)	m	1.71	2.55
Longueur de la grille (L)	m	0.83	1.03
Surface (S)	m^2	2.63	2.63
Perte de charge (ΔH)	m	0.079	0.01
Volume maximal des déchets (V_{\max})	m^3/j	1.96	1.58

Volume minimal des déchets (V_{\min})	m^3/j	7.85	6.28
---	---------	------	------

IV.2.2.2. Dessablage-Déshuilage :

a) Dimensionnement du bassin de déssableur-déshuileur :

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

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \text{ ou } V_e < V_s \dots\dots\dots(IV.7)$$

L : Longueur du bassin (m) ;

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

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

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

L/H : varier de 10 à 15

Ts : le temps de séjour et compris entre 20 minute au débit de point.

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

Tableau IV.7 : 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	2.63	3	0,3	0,004	10	20

➤ **Le volume de déssableur (IV) :**

$$V = Q_{ptp} * T_s \dots\dots\dots (V.8)$$

$$V = 2.63 * 20 * 60 = 3156 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V = 3156 \text{ m}^3}$$

➤ **La surface horizontale (Sh):**

$$S_h = \frac{V}{h} \dots\dots\dots(IV.9)$$

$$S_h = \frac{3156}{3} = 1052 \text{ m}^2$$

➤ **La longueur (L) :**

$$L/H=10; L = 10 * H = 10 * 3 = 30 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{L = 30 \text{ m}}$$

➤ **La largeur (l) :**

$$S_h = L * l$$

$$l = \frac{S_h}{L} = \frac{496}{30} = 16,5 \text{ m}$$

$$l = 16,5 \text{ m}$$

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

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \rightarrow \frac{30}{3} < \frac{0.3}{0.004}$$

$10 < 75 \rightarrow$ la condition de dimensionnement est vérifiée

b) Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

Le dessableur élimine 80% des matières minérales (MM) dans les eaux usées. La matière minérale représente 20% de MES et les 80% restants représentent les (MVS)

$$\text{MES} = 80\% \text{ MVS} + 20\% \text{ MM} \dots \dots \dots \text{(IV.10)}$$

Les charge en MES à l'entrée de dessableur est :

$$\text{MES} = 18855.02 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales totales : $\text{MM} = 0,20 * 18855.02 = 3771.004 \text{ kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension :
 $\text{MVS} = 0,80 * 18855.02 = 15084.016 \text{ kg/j}$
- Les matières minérales éliminées par le dessableur :
 $\text{MM}_e = 0,80 * 3771.004 = 3016.8352 \text{ kg/j}$
- Les matières minérales à la sortie de dessableur :
 $\text{MM}_s = 3771.004 - 3016.8352 = 754.1688 \text{ kg/j}$
- MES sortant du dessableur : $\text{MES}_s = 15084.016 + 754.1688 = 15838.1848 \text{ kg/j}$

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du dessableur-déshuileur pour l'horizon 2063.

Tableau IV.9 : Dimensionnement du dessableur – déshuileur

Paramètre	Unité	Horizon 2063
Volume (V)	m ³	3156
Surface horizontale (S _h)	m ²	1052
Hauteur (H)	m	3
Longueur (L)	m	30
Largeur (l)	m	16.5
Temps de séjour par tems sec (T _s)	min	20
Les matières minérales totales (MM)	Kg/j	3771.01

Les matières volatiles en suspension (MVS)	Kg/j	15084.016
Les matières minérales éliminées par le dessableur (MM _e)	Kg/j	3016.8352
Les matières minérales à la sortie de dessableur (MM _s)	Kg/j	751.1688
Les matières en suspension à la sortie de dessableur (MES _s)	Kg/j	15799.185

IV.2.2. Traitement primaire (décanteur primaire)

IV.2.2.1. Dimensionnement du décanteur primaire

On opte pour un décanteur d'une forme circulaire pour des raisons économiques.

Les principes de calcul du décanteur sont :

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

$$V_{lim} = Q_{pts} / S_h \text{ (m/h)} \dots\dots\dots \text{(IV.11)}$$

Avec :

Q_{pts} : Débit de pointe par temps sec ;

S_h : Surface horizontale du décanteur ;

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

Tableau IV.10 : Les valeurs limite en fonction de K[23]

$K = Q_{pts} / Q_{moyh}$	2,5	3	5	8	10
V_{lim}	2	2,5	3,75	5	6

$$K = Q_{pts} / Q_{moyh}$$

On a :

Q_{moy h} : Débit moyen horaire = 1976.72 m³/h ;

Q_{pts} : Débit de point au temps sec = 3166.66 m³/h.

D'où :

$$K = 3166.6 / 1758.73 = 1.8 \text{ donc d'après ce tableau on titre la vitesse } V_{lim} = 2 \text{ m /h.}$$

- **La surface horizontale du décanteur :**

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} = 9500 / 2 = 4750 \text{ m}^2$$

$$S_h = 4750 \text{ m}^2$$

$$S_{hu} = 2375 \text{ m}^2$$

➤ **Volume de décanteur :**

On prend $T_s = 2h$.

$$V = Q_{ptp} * T_s = 9500 * 2 = \mathbf{19000 \text{ m}^3}$$
 on prévoit deux décanteur : $V_u = 9500 \text{ m}^3$

➤ **La hauteur du décanteur :**

Hauteur de la revanche : 0.7m

$$H = V / S_h = 9500/2375 = 4 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{H = 4m}$$

➤ **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi * H}} = D = \sqrt{\frac{4 * 9500}{\pi * 4}} = 56 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{D = 56m}$$

➤ **Détermination du temps de séjour :**

- Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy h}} = \frac{9500}{1976.29} = 4.2h \qquad \qquad \qquad \mathbf{T_s = 4h.2min}$$

Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{9500}{3166.66} = 3h \qquad \qquad \qquad \mathbf{T_s = 3h}$$

IV.2.2.2. Calcul de la quantité des boues éliminées :

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 35 % de la DBO5 et 60 % de la MES et 35% DCO.

➤ Charge à l'entrée du décanteur :

$$DBO5 = 17675.24 \text{ kg/j ;}$$

$$DCO = 25965.23 \text{ kg/j ;}$$

$$MES = 18855 \text{ kg/j ;}$$

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire :**

$$DBO5_e = 0,35 * DBO5 = 0,35 * 17675.24 = 6186.33 \text{ kg/j} \qquad \mathbf{DBO5_e = 6186.33 \text{ kg/j}}$$

$$DCO_e = 0,35 * DCO = 0,35 * 25965.23 = 9087.83 \text{ kg/j} \qquad \mathbf{DCO = 9087.83 \text{ kg/j}}$$

$$MESe = 0,6 * MES = 0,6 * 18855 = 11313 \text{ kg/j} \qquad \mathbf{MESe = 11313 \text{ kg/j}}$$

$$MVSe = 0,7 * MESe = 0,7 * 11313 = 7919.1 \text{ kg/j} \qquad \mathbf{MVSe = 7919.1 \text{ kg/j}}$$

➤ **Les charges à la sortie du décanteur primaire :**

$$DBO5_s = DBO5 - DBO5_e = 17675.24 - 6186.33 = 11488.9 \text{ kg/j}$$

$$\mathbf{DBO5_s = 11488.9 \text{ kg/j}}$$

$$DCO_s = DCO - DCO_e = 25965.23 - 9087.83 = 16877.4 \text{ kg/j}$$

$$\mathbf{DCO_s = 16877.4 \text{ kg/j}}$$

$$MES_s = MES - MESe = 18855 - 11313 = 7542 \text{ kg/j}$$

$$\mathbf{MES_s = 7542 \text{ kg/j}}$$

$$MVS_s = 0,7 * MES_s = 0,7 * 7542 = 5279.4 \text{ kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MVS_s = 5279.4 \text{ kg/j}}$$

Tableau IV.11 : Récapitulatif des résultats des calculs du décanteur primaire

Paramètre	Unité	Horizon 2063
Volume utile (Vu)	m ³	9500
Surface horizontale utile (Shu)	m ²	2375
Hauteur (H)	m	4
Le diamètre (D)	m	56
Temps de séjour pour le débit de pointe en temps sec (Ts)	h	3
Temps de séjour pour le débit moyen horaire (Ts)	h	4
La charge DBO5 éliminée par le décanteur (DBO5e)	Kg/j	23215.23
La charge DCO éliminée par le décanteur (DCOe)	Kg/j	5531,05
La charge DBO5 à la sortie du bassin (DBO5s)	Kg/j	11488.99
La charge DCO à la sortie du bassin (DCO)	Kg/j	16877.4
Les matières en suspension éliminées par le décanteur (MESe)	Kg/j	11313
Les matières en suspension à la sortie de décanteur (MESs)	Kg/j	75422
Les matières volatiles en suspension éliminée par le décanteur (MVSe)	Kg/j	7919.1
Les matières volatiles en suspension à la sortie du décanteur (MVSs)	Kg/j	5279.4
Nombre	-	2

IV.2.3. Traitement secondaire :

Le traitement biologique par boues activées est une méthode éprouvée pour le traitement des eaux usées, mais sa conception et son fonctionnement doivent être soigneusement planifiés et surveillés pour garantir son efficacité

✓ **Détermination du rendement d'élimination**

$$R = \frac{\text{Concentration de DBO5entrée} - \text{Concentration de DBO5sortie}}{\text{Concentration de DBO5entrée}} * 100 \dots \dots (IV.11)$$

$$R = \frac{374.7 - 30}{374.7} = 92\%$$

D'après le rendement le type de procédés par boues activées est un procédés à faible charge, tel que :

- La charge massique : $0.1 < C_m < 0.25 \text{ Kg DBO5.KgMS}^{-1}\text{j}^{-1}$.
- La charge volumique : $0.3 < C_v < 0.7 \text{ Kg DBO5} \cdot \text{m}^{-3}\text{j}^{-1}$

$$R = \frac{\text{Concentration de DCOi} - \text{Concentration de DCOf}}{\text{Concentration de DCOi}} * 100$$

$$R = \frac{550 - 90}{550} = 83\%$$

Donc y'aura une élimination de 83% de DCO.

On prend :

➤ $C_m = 0.25 \text{ Kg DBO5.KgMS}^{-3}\text{j}^{-1}$.

➤ $C_v = 0.7 \text{ Kg DBO5 .m}^{-3}\text{j}^{-1}$

➤ **Volume total du bassin :**

$$C_v = \frac{L_0}{V} \dots \dots \dots (IV.12)$$

C_v : la charge volumique en (kg DBO5 /j/ m3)

L_0 : la charge en DBO5 à l'entrée de bassin d'aération en (kg DBO5/j)

V : le volume du bassin en (m3)

Donc : $V = L_0 / C_v$

$$V = \frac{17675.64}{0.7} \qquad \qquad \qquad V = 25250.91 \text{m}^3$$

Le volume utile par un bassin : $V_u = V/2$ $V_u = 12625.3 \text{m}^3$

➤ **La hauteur du bassin :**

Elle est prise généralement entre 3 et 5 m. soit $H = 5\text{m}$

Hauteur de la revanche : 1m

➤ **Surface horizontale du bassin :**

$$Sh = \frac{V}{H} \quad \rightarrow \quad Sh = \frac{25250.9}{5} = 5050.18 \text{m}^2 \qquad \qquad \qquad Sh = 5050.18 \text{m}^2$$

La surface utile par un bassin : $Sh_u = Sh/2$ $Sh_u = 2525.09 \text{m}^2$

➤ **La longueur et largeur du bassin :**

Si on prend $L = 2l$

$$Sh = L * l = 2 * l^2 \quad \rightarrow \quad l = \sqrt{\frac{Sh_u}{2}} = \sqrt{\frac{2525.9}{2}} = 35\text{m} \qquad \qquad \qquad l = 35\text{m}$$

$$L = 2l = 2 * 35 = 70\text{m}$$

➤ **Le temps de séjour en temps sec:**

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{12625.3}{3166.66} = 4\text{h} \qquad \qquad \qquad T_s = 4\text{h}$$

a) calcule les charges :

➤ **La charge en DBO5 à la sortie du bassin :**

Selon les normes de réutilisation des EUT en agriculture, la concentration (S_s) à la sortie doit être égale à 30 mg/L de DBO5.

$$L_s = S_s * Q_{moy,j} \rightarrow L_s = 30 * (10^{-6} * 10^3) * 47209.51 = 1416.29 \text{ kg DBO}_5 / \text{j}$$

➤ La charge polluante en DBO5 éliminée :

$$L_e = L_0 - L_s \rightarrow L_e = 17675.64 - 1416.29 = 16259.35 \text{ kg / j} \quad \mathbf{L_e = 16259.35 \text{ kg/j}}$$

➤ Le rendement de l'épuration

$$R = L_0 - L_f / L_0 = 16259.35 - 1416.29 / 16259.35 = 91\% \quad \mathbf{R = 91\%}$$

➤ La masse de boue dans le bassin :

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} \rightarrow X_a = \frac{16259.35}{0.25} \quad \mathbf{X_a = 65037.4 \text{ Kg}}$$

➤ Concentration de boues dans le bassin :

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{65037.4}{25250.91} = 2.57 \text{ Kg / m}^3 \quad \mathbf{[X_a] = 2.57 \text{ Kg / m}^3}$$

V : Volume de bassin d'aération en (m³).

b) Besoin en oxygène :

b.1) Besoins théorique en oxygène :

La quantité théorique d'oxygène donnée par la relation :

$$\mathbf{q_{o2}} = (\hat{a} * L_e) + (b' * X_a) + 4.3 * N_N - 2.85 * c' * N_{DN} \dots \dots \dots \text{(IV.13)}$$

q_{o2} : Besoin en oxygène en (kgO₂/j) ;

à : Coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommée pour fournir de l'énergie de synthèse, il dépend de la charge de la charge massique (cm).

$$\hat{a} = 0,5 * (C_m)^{-0,12} ;$$

L_e : La charge en DBO5 éliminé en (kg DBO5/j) ;

b' : Coefficient cinétique de la respiration endogène. **b' = 0,13 * (Cm) 0,16 ;**

X_a : La masse total de boues présente dans le bassin d'aération (kg)

C' : Fraction d'O₂ des NO₃-récupérées par dénitrification (entre 60-70%)

N_{DN} : Flux d'azote a dénitrifié

$$-\hat{a} = 0,5 * (C_m)^{-0.012} \rightarrow \hat{a} = 0,5 * (0,25)^{-0.012} = 0,60 \quad \mathbf{\hat{a} = 0,50}$$

$$-b' = 0,13 * (C_m)^{0.16} \rightarrow b' = 0,13 * (0,25) = 0,10 \quad \mathbf{b' = 0,10}$$

$$\begin{aligned} _q_{o2} &= (0,60 * 16259.35) + (0,10 * 65037.4) + 4.3 * 2815.38 - 2.85 * 0.6 * 2815.38 \\ &= 23569.18 \text{ kg O}_2 / \text{j} \end{aligned}$$

$$\mathbf{q_{o2} = 23569.18 \text{ kg O}_2 / \text{j}}$$

b.2) La quantité horaire d'oxygène nécessaire :

$$q(O_2) ; h = \frac{q(O_2)}{24}$$

$$q_{o2,h} = 23569.18 / 24 = 982.04 \text{ kg O}_2 / \text{h}$$

$$\mathbf{q_{o2,h} = 982.04 \text{ kg O}_2 / \text{h}}$$

b.3) La quantité d'oxygène nécessaire par m3 du bassin :

$$q_b = \frac{q(O_2)}{V} = \frac{982.04}{25250.91} = 0.039 \quad \mathbf{q_b = 0.039 \text{ kg/m}^3/\text{h}}$$

V : Volume total du bassin d'aération en (m³).

C) Détermination des caractéristiques de l'aérateur :**C.1) Puissance d'agitation:**

La puissance nécessaire pour le brassage et le maintien des solides en suspension est donné par la relation :

$$E_b = S_h * P_a \dots\dots\dots (IV.14)$$

E_b : Puissance d'agitation (**W**) ;

S_h : Surface horizontale du bassin en (**m²**) ;

P_a : Puissance par m² du bassin avec P_a = 30 à 40 w/m², on prend **P_a = 35 w/m²** ;

$$E_b = 2552.09 * 40 = 102083.6 \text{ W} = 102.0836 \text{ KW}$$

C.2) Puissance nécessaire à l'aérateur :

$$E_a = \frac{q(O_2)}{N} \dots\dots\dots (IV.15)$$

E_a : Puissance nécessaire à l'aérateur en (**KW**) ;

q_{o2h} : La quantité horaire d'oxygène nécessaire (**kg O₂/h**) ;

N : Quantité d'oxygène par unité de puissance en (**kg O₂/KWh**)

$$\text{Donc : } \mathbf{E_a} = \frac{982.04}{0.68} = 1444.18 \text{ KW}$$

C.3) Nombre d'aérateur :

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{1444.18}{102.0836} = 14 \quad \mathbf{n=14 \text{ aérateurs}}$$

IV.2.2.1.1. Bilan des boues :**a) Calcul de la quantité des boues en excès :**

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'Eckenfelder. [8]

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

X_{min} : Boues minérales (20% de MES) en (kg/j) ;

X_{dur} : Boues difficilement biodégradable (80% de MVS) en (kg/j) ;

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (augmentation de la biomasse par (élimination de DBO₅), a_m = 0,55 ;

L_e : Quantité de DBO₅ éliminée en (kg/j) ;

b : Fraction de la masse cellulaire éliminer par jour en respiration endogène,

$$b = \frac{b'}{1.44}$$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène : $b'=0.09 \rightarrow b=0.0625$

X_a : Masse totale journalier de MVS dans le bassin (kg) ;

X_{eff} : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet)

MESs = 8125.33

- $X_{min} = 20\% \text{ MESs}$ $X_{min} = 1625.066 \text{ kg/j}$
- $X_{dur} = 80\% \text{ MVS}$ $X_{dur} = 4223.5 \text{ kg/j}$
- $a_m L_e = 0,55 * 17675.64$ $a_m L_e = 9721.6 \text{ kg/j}$
- $b X_a = 0,0625 * 65037.4$ $b X_a = 4064.83 \text{ kg/j}$
- $X_{eff} = 30 * Q_j$ $X_{eff} = 1416.279 \text{ kg/j}$

$$\Delta x = 1625.066 + 4223.5 + 9721.6 - 4064.83 - 1416.279$$

$$\Delta x = 10089.65 \text{ kg/j}$$

b) La concentration des boues en excès :

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

X_m : Concentration des boues en excès en (**kg/m3**) ;

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

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

On prend $I_m = 130$.

D'où : $X_m = 1200 / 130 = 9,23 \text{ kg/m}^3$ $X_m = 9,23 \text{ kg/m}^3$

c) Débit de boues en excès :

Ce débit est donné par $Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots \dots \dots (IV .17)$

$Q_{excès}$: Débit de boues en excès en (m^3/j).

D'où : $Q_{excès} = 10089.65 / 9,23 = 1093.13 \text{ m}^3/\text{j}$

d) Débit spécifique par m3 du bassin :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots \dots \dots (IV.18)$$

$q_{sp} = 0.04 \text{ kg /m}^3/\text{j}$

e) Le taux de recyclage :

$$R = \frac{[Xa]}{\frac{1200}{lm} - [Xa]} * 100 \dots \dots \dots (IV .19)$$

R : Le taux de recyclage en (%) ;

[Xa] : Concentration de boues dans le bassin en (kg/m³) ;

$$R = \frac{2.8}{9.23 - 2.8} * 100 = \mathbf{38\%}$$

f) Débit de boues recyclées :

$$Q_r = R * Q_j \dots \dots \dots (IV.20)$$

$$Q_r = 0,38 * 47209.51 = \mathbf{18217.48 \text{ m}^3/\text{j}}$$

g) Age de boues :

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

$$A_b = \frac{Xa}{\Delta X} \dots \dots \dots (IV .21)$$

$$A_b = \mathbf{6 \text{ jours}}$$

IV.2.2.1.2. Dimensionnement du clarificateur : (décanteur secondaire) :

Le clarificateur a pour but la séparation de l'eau et les boues. L'eau épurée est destinée vers le traitement tertiaire ou vers le milieu naturel, les boues déposées dans le clarificateur sont en partie recyclées vers le bassin d'aération, ou évacuées vers les installations de traitement de boues pour le cas des bous en excès (épaississement, déshydrations). [28]

On opte pour un décanteur de forme circulaire, les principes de calcul du décanteur sont :

- La charge superficielle (la vitesse ascensionnelle $V_{as} = 0,1$ à $1,25 \text{ m/h}$), on prend

$$V_{as} = \mathbf{1,2 \text{ m/h.}}$$

- Le temps de séjour $t_s = 2$ à 3 h , on prend $t_s = \mathbf{2h.}$

- La hauteur du clarificateur $H = 4 \text{ m}$.

La hauteur de la revanche 1 m

a) La surface totale du clarificateur :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V_{as}} = \frac{9500}{1.2} = \mathbf{7916.66 \text{ m}^2}$$

Surface unitaire : $S_u = S/2$

$$S_u = 7916.6 / 2 = \mathbf{3958.3 \text{ m}^2}$$

b) Le volume total :

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

$$V = \mathbf{19000 \text{ m}^3}$$

Volume unitaire : $V_u = V/2$

$$V_u = 19000 / 2 = \mathbf{9500 \text{ m}^3}$$

c) Diamètre du clarificateur :

Pour chaque clarificateur

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi * H}} \qquad D = \sqrt{\frac{4 * 9500}{\pi * 4}} = 55 \text{m}$$

d) Le temps de séjour pour débit en temps sec:

$$T_s = \frac{V_u}{Q_{pts}} = \frac{9500}{3166.6} = 3 \text{h} \qquad T_s = 3 \text{h}$$

Tableau IV.12 : Les résultats de l'horizon 2063 à faible charge

Paramètre	Unité	Horizon 2063
Bassin d'aération		
Débit journalier (Qj)	m ³ /j	47209.51
Le débit de pointe en temps sec (Qpts)	m ³ /h	3166.66
Le volume du bassin (V _u)	m ³	12625.3
La surface du bassin (S _{hu})	m ²	2525.09
Hauteur (H)	m	5
Longueur (L)	m	70
Largeur (l)	m	35
Temps de séjour en temps sec (T _s)	h	4
La charge en DBO ₅ éliminée dans le bassin (L _e)	kg /j	16259
La masse de boues dans le bassin (X _a)	Kg	65037.4
Concentration de boues dans le bassin ([X _a])	kg / m ³	2.57
du bassin ([L _s]) La charge en DBO ₅ à la sortie	kg DBO ₅ /j	1416.29
Besoin en oxygène		
Besoin en oxygène (qO ₂)	kg O ₂ /j	23569.18
La quantité horaire d'oxygène nécessaire (qO _{2h})	kg O ₂ /h	982.04
La quantité d'oxygène nécessaire pour m ³ du bassin (q _b)	kg/m ³ /j	0.039
L'aérateur de surface à installer		
Puissance par m ² du bassin (P _a)	W/ m ²	35
Puissance d'agitation (E _b)	Kw	102.0836
Puissance nécessaire à l'aérateur	Kw	1444.18

Nombre d'aérateur (n)	-	14
Bilan de boues		
La quantité de boues en excès (Δx)	kg/j	10089.65
Concentration des boues en excès (X_m)	kg/m ³	9.23
Débit de boues en excès ($Q_{excès}$)	m ³ /j	1093.13
Débit spécifique par m ³ du bassin (q_{sp})	kg/m ³ /j	0.04
Le taux de recyclage en (R)	%	38
Débit de boues recyclées (Q_r)	m ³ /j	18217.48
Age des boues (A_b)	J	6
Clarificateur		
Nombre	-	2
Débit de pointe en temps sec (Q_{ptp})	m ³ /h	9500
La vitesse ascensionnelle (v_{as})	m/h	1.2
La surface unitaire (S_u)	m ²	3958
Le volume unitaire (V_u)	m ³	9500
Le diamètre pour chaque bassin (D)	m	55
La hauteur (H)	m	4
Le temps de séjour en temps sec	h	3

IV.2.4. Traitement tertiaire

Traitement tertiaire des eaux usées se réfère à toute méthode de traitement supplémentaire qui vient après les traitements primaire et secondaire. Cette étape de traitement est généralement mise en œuvre pour améliorer davantage la qualité de l'eau avant son rejet dans l'environnement ou avant sa réutilisation. Les principales raisons de recourir au traitement tertiaire comprennent la réduction des nutriments, la désinfection et la suppression des contaminants spécifiques.

IV.2.4.1. Dimensionnement d'un filtre à sable

Le type européen de granulométrie moyenne entre (0,8 à 1,5 mm) et d'épaisseur plus élevée (0,9 à 1,2 m). [31]

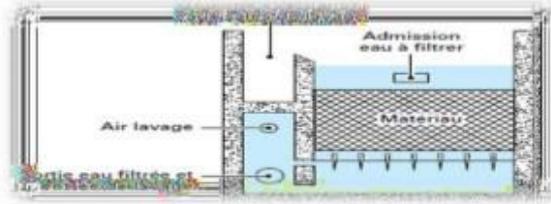


Figure IV.1 : Filtre classique ouvert

a) La surface de lit de sable :

Le calcul de la surface de lit en fonction de la vitesse filtration optimale (vitesse en fût vide) (v) est de l'ordre de 5 à 7 m /h et du débit souhaité (Q).

- On prend v= 7 m/h.

$$Q_p = v \cdot S_{lit} \dots\dots\dots (IV.22)$$

Avec : S_{lit} : Surface de lit sable (m²); v : Vitesse filtration (m/h).

Donc

$$S_{lit} = \frac{Q_p}{v} \qquad S_{lit} = \frac{9500}{7} = 1357.14 \text{ m}^2$$

b) Les pertes de charge :

Les pertes de charge engendrées par le filtre à sable selon la méthode adaptée au régime d'écoulement.

Pour calculer les pertes de charges quelque soit le régime d'écoulement on utilisera la formule d'Ergun [SabriErgün, Fluid Flow ThroughPackedColumns, Chemical Engineering Progress, Vol. 48, 1952]

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{150 \cdot (1-s) \cdot 2 \cdot \mu \cdot v}{s^3 \cdot dp^2} + \frac{1,75 \cdot (1-s) \cdot \rho \cdot v^2}{s^3 \cdot dp^2} \dots\dots\dots (IV .23)$$

Avec : ΔP : Perte de charge (m);

H : Hauteur du lit de sable(m) ;

v : vitesse de filtration (m/s) ;

dp : Diamètre moyen des particules (m) ;

ρ : Masse volumique du sable (kg / m³) ;

μ: Viscosité dynamique de l'eau à 20 °c (Pa.s) ;

ε : Porosité initiale du lit.

Tableau IV.13 : Propriétés du lit de filtration

d (mm)	ρ (kg/m ³)	μ (Pa.s)	S	H(m)
1	2610	10 ⁻³	0,4	1

$$\text{Alors : } \Delta P = \frac{150 \cdot (1-0.4) \cdot 10^{-3} \cdot 1.94 \cdot 10^{-4}}{0.4^3 \cdot 10^{-3}} + \frac{1.75 \cdot (1-0.4) \cdot 2610 \cdot (1.94 \cdot 10^{-4})^2}{0.4^3 \cdot 10^{-3}} \cdot 1$$

$$\Delta P = 1.70m$$

IV.2.4.2. Dimensionnement du rétro-lavage :**a) La vitesse de sédimentation du média filtrant :**

Calcul la vitesse de sédimentation du filtre avec la relation de Haider et Levenspiel valable en régime laminaire et turbulent : [32]

$$U_t = U_t^* * \left[\frac{\rho^2}{(\mu_f * (\rho_p - \rho_f) * g)} \right]^{-\frac{1}{3}}$$

$$U_t^* = \left[\left(\frac{18}{d_p} \right) + \left(\frac{2.355 - 1.744 * \phi}{d_p} \right) \right]^{-1}$$

Avec :

U_t : Vitesse de sédimentation (m/s) ;

U_t^* : Vitesse terminal sans dimension de particule (m/s) ;

ρ_f : viscosité du fluide (kg/m³) ;

ϕ : Facteur de la forme de sable ;

g : L'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

Tableau IV.14 : Caractéristique des fluides du rétro-lavage

	Masse volumique à 20 °C (ρ_f) (kg/m ³)	Viscosité dynamique (Pa.s) à 20°C
L'eau	1000	10^{-3}
L'air sec	1,204	$1,85 * 10^{-5}$

$$\text{Alors : } U_t^* = \left[\left(\frac{18}{(10^{-3})^2} \right) + \left(\frac{2,355 - 1,744 * 1}{(10^{-3})^{0,5}} \right) \right]^{-1} \quad U_t^* = 5,55 * 10^{-8} \text{ m/s}$$

a.1) La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant :

$$U_t = 5,55 * 10^{-8} * \left[\frac{1000^2}{(10^{-3} * (2610 - 1000) * 9,81)} \right]^{-1/3} \quad U_t = 1,3 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

a.2) La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant :

$$U_t = 5,55 * 10^{-8} * \left[\frac{1,204^2}{(10^{-3} * (2610 - 1,204) * 9,81)} \right]^{-1/3} \quad U_t = 3,14 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

b) Le débit de lavage :

La vitesse ascendante de l'eau et l'air doit être égale à approximativement 10% de la vitesse de sédimentation du média filtrant. [34]

$$Q = 0,1 * U_t * \text{Slit} \dots\dots\dots (IV.24)$$

$$Q = 0,1 * 1,3 * 10^{-9} * 1357.14 \quad Q_{\text{eau}} = 1.76 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

b.2) Débit d'air de lavage :

$$Q = 0,1 * 3,14 * 10^{-9} * 1357.14 \quad Q_{\text{air}} = 4.25 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

c) La perte de charge du média filtrant :

La perte de charge du média filtrant est égale à la masse de média présent dans le lit.

$$\Delta P = H * g * (1 - \varepsilon_{lit}) * (\rho_p - \rho_f) \dots \dots \dots (IV .25)$$

c.1) La perte de charge de l'eau du média filtrant :

$$\Delta P = 1 * 9,81 * (1 - 0,4) * (2610 - 10^3) \quad \Delta P = 9,47 \text{ m}$$

c.2) La perte de charge de l'air du média filtrant :

$$\Delta P = 1 * 9,81 * (1 - 0,4) * (2610 - 1,204) = 15,35 \text{ m}$$

d) La durée d'une phase de rétrolavage :

La durée d'une phase de rétrolavage est fixée à 10 minutes avec une première injection d'air pendant 4 minutes suivie d'une injection d'eau pendant 6 minutes.

On suppose qu'un rétrolavage tous les 2 jours est suffisant à maintenir une perte de charge raisonnable dans le filtre à sable. Des essais laboratoires permettraient de déterminer ces paramètres plus précisément en fonction du pouvoir colmatant de l'eau brute. [33]

e) Le volume nécessaire à la phase de rétro-lavage :

$$V_i = Q_i * \text{trétro-lavage} \dots \dots \dots (IV.)$$

e.1) Le volume d'eau à la phase de rétro-lavage :

Avec : trétro-lavage = 6 min

$$V_{eau} = Q_{eau} * \text{trétro-lavage} = 8,2 * 10^{-8} * 6 * 60 = 2,952 * 10^{-5} \text{ m}^3$$

e.2) Le volume d'air à la phase de rétro-lavage :

Avec : trétro-lavage = 4 min

$$V_{air} = Q_{air} * \text{trétro-lavage} = 2 * 10^{-7} * 4 * 60 = 4,8 * 10^{-5} \text{ m}^3$$

Tableau IV.15: Résultats de calcul d'un filtre à sable pour l'horizon 2063

Paramètre	Unité	Horizon 2063
Surface du lit de sable	m ²	1357.33
Perte de charge d'un filtre à sable	M	1,70
La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant	m/s	1,3*10 ⁻⁹
La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant	m/s	3,14 * 10 ⁻⁹
Débit d'eau de lavage	m ³ /s	8,2 * 10 ⁻⁸
Débit d'air de lavage	m ³ /s	2*10 ⁻⁷
La perte de charge de l'eau du média filtrant	M	9,47
La perte de charge de l'air du média filtrant	M	15,35
Volume d'air à la phase de rétro-lavage	m ³	2,952
Volume d'eau à la phase de rétro-lavage	m ³	4,8*10 ⁻⁵

IV.2.4.4. Dimensionnement du bassin de désinfection par ozonation :

Le bassin de désinfection par ozonation c'est ses chambres constituées de compartiment.

On a : un seul compartiment.

a) Le volume du bassin de désinfection (V)

$$V = Q_{\text{ptp}} * T_c = 9500 * (2/60) = 316.63 \text{ m}^3$$

b) La hauteur du bassin :

On fixe $H = 3$

c) La surface horizontale (Sh) :

$$S_h = V / H = 316.63 / 3 = 105.55 \text{ m}^2$$

d) La largeur(b) et la longueur(L) du bassin :

On prend : $L = 2 b$

$$\text{On a : } S_h = L * b \qquad S_h = 2 b * b$$

$$\text{Donc : } b = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{105.55}{2}} = 7.26 \text{ m}$$

Alors : $L = 2b$

$$L = 2 * 7.26 = 14.52 \text{ m}$$

Tableau IV.16: Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2063

Paramètre	Unité	Horizon 2063
Forme	-	Rectangulaire
Nombre de la chamber	-	1
Le volume	m ³	316.63
la hauteur	m	3
La surface horizontale	m ²	105.55
Largeur	m	7.26
Longueur	m	14.52

IV.2.5. Traitement des boues :

Le traitement des boues est une étape essentielle dans le domaine de la gestion des déchets, en particulier dans le contexte des stations d'épuration des eaux usées et de l'industrie. Les boues sont généralement le résidu solide issu du traitement des eaux usées ou de l'effluent industriel. Leur gestion appropriée est cruciale pour éviter la contamination de l'environnement et pour récupérer les ressources potentielles qu'elles contiennent.

Les ratios de production de boues est de 30 à 500 g de matière sèches (MS) par EH et par jour (gMS/EH/j). [27]

1) Choix de la filière de traitement :

Ce choix repose sur plusieurs facteurs :

- Origine des boues
- Composition des boues
- Surface requise
- Economie de l'installation. [28]

2) L'épaississement :

Le premier stade de déshydratation permet de réduire un volume important des boues. L'épaississeur gravitaire le plus utilisé est soumis à la seule action de la force de gravité, il consiste en une décantation des boues humides dans une cuve cylindrique à fond conique qui est équipé d'un racleur à agitation lente, pour faciliter le glissement des boues vers le bas. Les boues en excès sont pompées vers un ouvrage d'épaississement via une conduite de refoulement à partir de la fosse à boue où elles seront introduites au centre de l'ouvrage dans une jupe de réparation. [28]

IV.2.5.1. Dimensionnement de l'épaississeur à faible charge :

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire. La production journalière des boues est :

a) Boues issues du décanteur secondaire (Δx_s) :

Elles représentent les boues en excès : $\Delta x_s = \Delta x = 7682.783 \text{ kg/j}$

b) Concentration des boues (x_s):

Boues secondaire (10 à 30) g/l

c) Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage ($Q\Delta x_s$) :

$$Q\Delta x_s = \frac{\Delta x_s}{x_s} = Q_{\text{exc}} = 7682.783 / 10 = 768.28 \text{ m}^3/\text{j}$$

d) Le volume de l'épaississeur (V_e) :

$$V_e = Q\Delta x_s * t_s$$

t_s : Temps de séjour $t_s = 2$ à 10 j, on prend $t_s = 3$ j ;

$$V_e = 768.28 * 3 = 2304.84 \text{ m}^3$$

e) Surface de l'épaississeur (S_e) :

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

H : Hauteur de l'ouvrage H = 3 à 4 m, on prend H = 3,5 m

$$S_e = 2304.84 / 3,5 = 658.58 \text{ m}^2$$

f) Diamètre de l'épaisseur (D) :

$$Se = \frac{\pi D^2}{4} \quad \rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 * Se}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 658.58}{\pi}} = 28.96 \text{ m}$$

g) La hauteur du cône :

La hauteur du cône de l'épaisseur sera défini par :

$$H_c = \text{diamètre} * 0,15 = 28.96 * 0,15 = 4.344 \text{ m}$$

h) Volume du cône:

$$\text{Volume du cône} = Se * \text{Hauteur de cône} / 3$$

$$\text{Volume du cône} = 658.58 * 4.43 / 3 = 972.50 \text{ m}^3$$

3) Déshydratation :**3.1) Déshydratation naturelle :**

Le système consiste à sécher les boues à l'air libre sur des lits de séchage drainés. On admet généralement une surface de 1 m² pour 2,5 EH. C'est un procédé simple, nécessitant une importance main d'œuvre et une grande surface de terrain. Les lits de séchages comportent un massif drainant constitué de sable et de mâchefer.

L'épaisseur du massif est voisine de 0,3 m. Les boues admises sur le lit de séchage sont réparties sur épaisseur de 0,2 à 0,3 m. les eaux d'égouttage sont collectées par des drains et renvoyées en tête de la station. [29]

3.2) Déshydratation mécanique :

La déshydratation mécanique est un processus utilisé pour éliminer l'eau d'un matériau ou d'une substance en utilisant des méthodes mécaniques, telles que la pression ou la centrifugation, plutôt que des méthodes thermiques comme l'évaporation. Elle est souvent utilisée dans l'industrie alimentaire pour retirer l'eau des aliments, mais peut également être employée dans d'autres domaines.

- Filtration sous vide ;
- Filtration sous pression (filtre à bande et filtre presse) ;
- Centrifugation. [29]

4) Stabilisation des boues :

La stabilisation des boues est un processus essentiel dans le traitement des eaux usées et des boues générées lors du traitement des eaux usées. L'objectif principal de la stabilisation des boues est de réduire la quantité de matière organique et de microorganismes pathogènes présents dans les boues, tout en minimisant les odeurs désagréables et en produisant un matériau plus sûr et plus facile à gérer.

_Pour notre cas, et vue les contraintes de la région d'étude (forte pluviométrie, surface réduit) on ne peut pas utiliser le lit de séchage donc on opte pour la déshydratation mécanique par filtre a bandes.

IV.2.5.2. Le dimensionnement filtre à bande :

- La quantité de boues extraites de l'épaississeur vers la déshydratation :
768.28 m³/j
- Siccité après déshydratation (SF) : 15% à 18%.
- Quantité de boue à traiter par jour :7682.8 kg/j

_Quantité de boue à traiter par heure :

Durée de fonctionnement retenue : T= 8 h/j.

$$\Delta X_{t,h} = \Delta X_t / T = 7682.8 / 8 = 960.35 \text{ kg/h.}$$

_La quantité de boues extraites de déshydratation :

$$Q_b = \Delta X_t / SF \dots \dots \dots (IV.32)$$

ΔX_t : Quantité de boue à traiter par jour (kg/j) ;

SF : Siccité des boues (%) ;

On prendre **SF = 18%**

$$\text{Donc : } Q_b = 7682.8 / (10^3 * 0,18) = 42.68 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_b = 42.68 \text{ m}^3/\text{j}$$

_ Largeur de la bande :

On a : La capacité de filtration est de 150 kg MS/h/m

$$L = \Delta X_{t,h} / 150 = 960.35 / 150 = 6 \text{ m.}$$

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

Nous préconisons l'utilisation de deux (02) filtres à bandes d'une largeur de 3 m.

_ Matière sèches :

Floculant nécessaires à raison de 5 kg/tonne de MS à tarifer :

$$MS = (\Delta X_t / 1000) * 5 \dots \dots \dots (IV.33)$$

Donc on aura:

$$MS = (7682.8 / 1000) * 5 = 38.414 \text{ kg.}$$

Tableau IV.17 : Les résultats de calcul des ouvrages de traitement des boues à faible charge

Paramètre	Unité	Horizon 2063
L'épaississeur		
Boues issues du décanteur secondaire (Δx_s)	kg/j	7682.78
La concentration des boues (X_s)	kg/m ³	10
Le débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage ($Q_{\Delta x_s}$)	m ³ /j	768.28
Volume de l'épaississeur (V_e)	m ³	2304.84

La surface de l'épaisseur (S_e)	m^2	658.4
Le diamètre de l'épaisseur (D)	M	28.6
Hauteur (H)	M	3,5
La hauteur du cône (H_c)	M	4.34
Volume du cône	m^3	972.5
Nombre d'ouvrage	-	1
Filtre à bande		
Boues issues du décanteur secondaire (Δx_t)	kg/j	7682.78
Durée de fonctionnement retenue (T)	H	8
Quantité de boue à traiter par heure	Kg/h	960.35
La quantité de boues extraites de déshydratation	m^3/j	42.68
Largeur	M	6
Matière sèches	Kg	38.41
Nombre	M	2

IV.3. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionnement les différents ouvrages de la station d'épuration d'agglomération de châtia pour l'horizon 2063.

Le procédé biologique choisi pour traiter les eaux résiduaires de cette zone est de type " Boues activées à faible charge".

Chapitre V: Calcul Hydraulique

V.1. Introduction:

Le calcul hydraulique est une étape importante dans la conception d'une station de traitement des eaux usées. Il permet de déterminer les dimensions et les caractéristiques des différentes conduites et ouvrages de la station, afin de garantir un fonctionnement optimal et une protection contre les inondations.

V.2. Déversoir d'orage :

Un déversoir d'orage est un ouvrage hydraulique qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le milieu naturel en cas de fortes précipitations. Il permet de protéger le réseau d'assainissement des crues et de prévenir les inondations.

Déversoir à seuil latéral :

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral à seuil biaisé ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage.

- Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral, car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire ;
- Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pts} = 3166.66 \text{ m}^3/\text{h} = 0.87 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Le débit pluvial $Q_{pl} = 2300 \text{ l/s} = 2.3 \text{ m}^3/\text{s}$; (la source : DHW de CHLEF).

Dans le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_C = Q_{pts} + Q_{pl} = 2.3 + 0.87 = 3.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit l'eau total en 2063 :

$$Q_c = 3.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0.85 \%$$

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

- $D_e = 1200 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée de déversoir) ;
- $Q_{ps} = 3.48 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section) ;
- $V_{ps} = 3.08 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section)

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

- $r_Q = Q_c / Q_{ps} = 0.90$ (rapport des débits) ;
- $r_H = H_e / D_e = 0.77$ $H_e = 924 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage) ;
- $r_V = V / V_{ps} = 1.06$ $V = 0.66 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses).

A l'aval du déversoir :

$$Q_{\text{ptp}} = 2.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0.75 \%$$

Et d'après l'abaque de Bazin (II) :

- $D_s = 1200 \text{ mm}$
- $Q_{\text{ps}} = 3,19 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V_{\text{ps}} = 3,6 \text{ m/s}$

Et d'après l'abaque de Bazin (III) :

- $r_Q = 0,75$
- $r_H = H_s / D_s = 0,65$ $H_s = 780 \text{ mm}$
- $r_V = 1,075$

Le débit déversé par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_c - Q_{\text{ptp}} = 3.17 - 2.63 = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_d = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.2.1. Dimensionnement des déversoirs d'orages :

La hauteur d'entrée : $H_e = 924 \text{ mm}$;

La hauteur de sortie : $H_s = 780 \text{ mm}$;

La lame d'eau déversée : $H_d = (H_e - H_s)/2 = 144 \text{ mm}$

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 * Q_d) / 2m (2g)^{1/2} H_d^{3/2} \dots\dots\dots (V.1)$$

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

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s

$$b = [(3 * 1.87) / 2 * 0,6] (2 * 9,81)^{1/2} (144 * 10^{-3})^{3/2}$$

$$b = 1.13 \text{ m}$$

V.3. Dimensionnement de la conduite:

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{\text{ptp}} = 2.63 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 1,2% et elle devrait intervenir lors d'un danger sur la station de relevage vers le milieu de récepteur.

$$Q_{\text{ptp}} = 2.63 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1,2\%$$

D'après l'abaque de Bazin (annexe II) on aura :

- $D_s = 1200 \text{ mm}$

- $Q_{ps} = 4.14 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V_{ps} = 3.66 \text{ m/s}$

D'après l'abaque de Bazin (annexe III) on aura :

- $rQ = 0,63$
- $rH = 0,58$
- $rV = 1,056$

V.4. Profil hydraulique :

V.4.1. Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages :

Les côtes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages

Désignation des ouvrages	Côte terrain naturel TN (m)
Dégrilleur	89.6
Dessableur – déshuileur	89.2
Bassin d'aération	88.7
Clarificateur	88.5
Bassin désinfection	88.2

V.4.2. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages de la station d'épuration :

Calcul les parte de charge dans les conduites par la formule de **DARCY**

WEISBACH.

$$\Delta H_t = 8\lambda \frac{L * Q^2}{\pi^2 g D^5} = C_{PA} - C_{PB} \dots \dots \dots (V.2)$$

ΔH_T : la perte de charge totale (m) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

Q : Le débit au temps de pluie ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

λ : Coefficient perte de charge

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

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

V.5.2.1. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

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

$$L_{eq} = 1,15 * L_{réelle}$$

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

Les longueurs sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau V.2 : Longueur de chaque tronçon

Ouvrage	Lrélle (m)	Leq (m)
Dégrilleur -(Dessableur-déshuileur)	10	11,5
(Dessableur –Déshuileur) – Bassin d'aération	26	29,9
Bassin d'aération – clarificateur	32	36,8
Clarificateur – Bassin désinfection	57,4	66,0
Bassin désinfection – comptage eau traitée	20	23

V.5.2.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charge :

➤ **Conduite dégrilleur –dessableur :**

$$Q_{tp} = 2.63 \text{ m}^3/\text{s}$$

En vue de l'épuration par double chaîne, on divise le débit par deux : $Q_{tp} = 1.31 \text{ m}^3/\text{s}$

d'après l'abaque de Bazin (II) on aura : $D = 600 \text{ mm}$

$$Leq = 11,5 \text{ m} \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{S}{D})^{-2}$$

Puisque le béton a une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,02$$

$$\Delta H_t = 8 * \frac{11,5 * 1,31^2}{3,14^2 * 9,81 * 0,6^5} = 0,33 \text{ m}$$

➤ **Conduite dessableur – bassin d'aération :**

$Q_{tp} = 2.63 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (II) on aura : $D = 600 \text{ mm}$

En vue de l'épuration par double chaîne, on divise le débit par deux.

$$Leq = 29,9 \text{ m} \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{S}{D})^{-2}$$

Puisque le béton a une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,02$$

$$\Delta H_t = 8 * \frac{29,9 * 1,31^2}{3,14^2 * 9,81 * 0,6^5} = 0,45 \text{ m}$$

➤ **Conduite bassin d'aération – clarificateur :**

En vue de l'épuration par double chaîne, on divise le débit par deux.

$Q_{ptp} = 2.63 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (II) on aura : $D = 600 \text{ mm}$

$$Leq = 36.8 \text{ m} \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{S}{D})^{-2}$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,02$$

$$\Delta Ht = 8 * \frac{36.8 * 1.31^2}{3.14^2 * 9.81 * 0.6^5} = 0.84 \text{ m}$$

➤ **Conduite clarificateur – bassin de désinfection :**

En vue de l'épuration par double chaîne, on divise le débit par deux.

$Q_{ptp} = 2.63 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (II) on aura : $D = 600 \text{ mm}$

$$Leq = 66,01 \text{ m} \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{S}{D})^{-2}$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,02$$

$$\Delta Ht = 8 * \frac{66.01 * 1.31^2}{3.14^2 * 9.81 * 0.6^5} = 0.95 \text{ m}$$

➤ **Conduite bassin de désinfection – milieu récepteur :**

En vue de l'épuration par double chaîne, on divise le débit par deux.

$Q_{ptp} = 2.63 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (II) on aura : $D = 1200 \text{ mm}$

$$Leq = 23 \text{ m} \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{S}{D})^{-2}$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,02$$

$$\Delta Ht = 8 * \frac{23 * 2.63^2}{3.14^2 * 9.81 * 1.2^5} = 0.37 \text{ m}$$

V.5.3. Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages :

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

$$P_1 / \rho * g + v_1 / 2g + Z_1 = P_2 / \rho * g + v_2 / 2g + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

$P_1 / \rho * g$ et $P_2 / \rho * g$: Energies de pression dans les sections (1) et (2) ;

$v_1 / 2g$ et $v_2 / 2g$: Energies cinétiques en (1) et (2) ;

Z_1 et Z_2 : Côte des points (1) et (2) ;

ΔH_{1-2} : Pertes de charges dans le tronçon (1-2)

La variation de la vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être

éliminées, d'où l'équation (VI.3) :

$$P_1 / \rho * g + Z_1 = P_2 / \rho * g + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots\dots\dots(V.4)$$

On pose $P_1 / \rho * g = H_1$ et $P_2 / \rho * g = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_1 + Z_2 + H_1$

$CP_1 = H_1 + Z_1$: Côte piézométrique au point (1) ;

$CP_2 = H_2 + Z_2$: Côte piézométrique au point (2).

$$CP_1 = CP_2 + \Delta H_{1-2}$$

V.5.3.1. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les côtes piézométriques :

➤ Côte piézométrique du dégrilleur :

On a $Z_d =$ côte terrain = 89.6 m

La hauteur d'eau dans le dégrilleur est de $H_D = 0,9$ m

D'où $C_{pd} = Z_d + H_d = 89.6 + 0,9 = 90.5m$ $C_{pd} = 90.5$ m

➤ Côte piézométrique du dessableur – déshuileur :

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

$$C_{p_{d-d}} = C_{pd} - \Delta H_{d-d}$$

$$C_{p_{d-d}} = 90.5 - 0.33 = 90.17 \text{ m} \quad \quad \quad \mathbf{C_p = 90.17m}$$

$$Z_{d-d} = C_{p_{d-d}} - H_{d-d} = 90.17 - 2 = 88.17 \text{ m} \quad \quad \quad \mathbf{Z_{d-d} = 88.17 m}$$

➤ Côte piézométrique du Décanteur primaire:

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BA} = 3.5$ m

$$C_{p_{BA}} = C_{p_{d-d}} - \Delta H_{BA}$$

$$C_{p_{BA}} = 90.17 - 0.45 = 89.72 \text{ m} \quad \quad \quad \mathbf{C_{p_{BA}} = 89.72 m}$$

$$Z_{BA} = C_{p_{BA}} - H_{BA} = 89.72 - 4.5 = 85.22 \text{ m} \quad \quad \quad \mathbf{Z_{BA} = 85.22 m}$$

➤ Côte piézométrique du bassin d'aération:

La hauteur d'eau dans le décanteur secondaire est de $H_{dII} = 3$ m

$$C_{p_{dII}} = C_{p_{BA}} - \Delta H_{dII} = 89.72 - 0.84 = 88.88 \text{ m} \quad \quad \quad \mathbf{C_{p_{dII}} = 88,88 m}$$

$$Z_{dII} = C_{p_{dII}} - H_{dII} = 88.88 - 3 = 85.88 \text{ m} \quad \quad \quad \mathbf{Z_{dII} = 85.88m}$$

Côte piézométrique du décanteur secondaire:

La hauteur d'eau dans le bassin désinfection est de $H_{Bd} = 2.5m$

$$C_{p_{Bd}} = C_{p_{dII}} - \Delta H_{dII-Bd} = 88.88 - 0.37 = 88.51m \quad \quad \quad \mathbf{C_{p_{Bd}} = 88.51m}$$

$$Z_{Bd} = C_{p_{Bd}} - H_{Bd} = 88.51 - 2.5 = 86.01m \quad \quad \quad \mathbf{Z_{Bd} = 86.01 m}$$

Tableau V.3 : Récapitulatif des différentes côtes des ouvrages de la STEP

Désignation	Côte terrain (m)	Côte radier (m)	Hauteur d'eau (m)	ΔH (m)	Côte piézométrique (m)
Dégrilleur	89.6	89.6	0,9	0.33	90.5
Dessableur – Déshuileur	89.2	88.17	2	0.45	90.17
Décanteur primaire	88.7	85.12	3.5	0.84	89.72
Bassin d'aération	88.36	85.88	3	0.95	88.88
Clarificateur	88.2	86.01	2.5	0.37	88.51

V.6. Conclusion

Le calcul hydraulique joue un rôle central dans le dimensionnement d'une station d'épuration, garantissant que l'installation peut gérer efficacement les débits d'eaux usées tout en maintenant des conditions hydrauliques optimales. Une conception soignée et précise dans ce domaine est essentielle pour le bon fonctionnement de la station d'épuration et pour répondre aux exigences de traitement des eaux usées tout en préservant l'environnement

Chapitre VI: Organisation de chantier

VI. Introduction:

L'organisation d'un chantier est un processus complexe qui nécessite une bonne coordination entre les différents intervenants. Elle doit permettre d'assurer la rapidité, la qualité et l'économie du chantier.

Pour cela, il est important de bien définir les objectifs du chantier et de les communiquer à l'ensemble des équipes. Il est également nécessaire de planifier les travaux de manière précise et de s'assurer que les ressources humaines et matérielles nécessaires sont disponibles.

On désigne également par "Organisation de chantier" le fait d'anticiper le chantier en passant par [2] :

- Une analyse du projet de construction,
- La recherche d'optimisation technique dans les procédés constructifs permettant d'améliorer : - la sécurité, - les délais de construction, - la rentabilité
- La définition des modes opératoires,
- L'établissement d'un plan d'installation de chantier,
- L'établissement d'un planning prévisionnel d'exécution des travaux

VI.1 Travaux de réparations et installation de chantier :

Dans le cadre de la mise en place d'une installation de chantier, il est effectivement essentiel de disposer d'un espace adéquat pour garantir la sécurité, l'efficacité et la gestion efficace de toutes les activités de construction

VI.1.1 Installations destinées aux personnels :

Les installations destinées au personnel sur un chantier de génie civil sont essentielles pour assurer le bien-être, la sécurité et la productivité des travailleurs

La base vie doit au minimum être raccordée en : eau potable, assainissement, électricité, et téléphonie

- Base de vie – zone de travail ;
- Base de vie – lieux de stationnement des véhicules de personnels ;

- Zone de travail – centrale à béton ;
- Zone de travail – lieux de stockage de matériaux

Et l'ensemble de cheminements qui seront réalisées par les ouvriers

VI.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Il s'agit de l'espace où les matériaux de construction tels que le ciment, les briques, le bois, l'acier, etc., sont stockés en toute sécurité pour les protéger des intempéries et du vol. Un espace de stockage bien organisé permet d'accéder facilement aux matériaux nécessaires pour les différents travaux.

VI.1.3. Installations destinées à la réparation des engins :

Cette zone est réservée au stockage des équipements lourds tels que les engins de construction, les grues, les bulldozers, etc. Elle doit être conçue pour permettre l'entretien et la maintenance des équipements.

VI.2. Moyens des travaux de chantier :

VI.2.1. Moyens humains :

Les moyens humains dans un contexte de chantier de construction ou de génie civil se réfèrent à la main-d'œuvre nécessaire pour planifier, coordonner et réaliser les différentes tâches liées au projet. Ces ressources humaines sont essentielles pour le bon déroulement et la réussite du chantier. On trouve le personnel compétent pour la réalisation des études préalables tel que les géotechniciens, hydrologues, topographe, ingénieur béton armé, dessinateur, ...etc.

VI.2.2. Moyens matériels :

Les moyens matériels dans un chantier de construction ou de génie civil se réfèrent à l'ensemble des équipements, des machines, des véhicules et des matériaux nécessaires pour mener à bien les travaux. Le choix des moyens matériels dépend de la nature du projet, de sa taille, de son emplacement et des tâches spécifiques à accomplir.

a. Matériels de terrassement :

Les équipements de terrassement sont essentiels dans la construction et le génie civil pour préparer le terrain, creuser des fondations, déplacer des terres et effectuer d'autres tâches liées à la préparation du sol. Voici une liste de certains des matériels de terrassement couramment utilisés sur les chantiers :(bulldozer, chargeur, camion benne, pelle hydraulique, décapeuse, camion-citerne, grue à portique, camion malaxeur et autre.).

b. Matériel de bétonnage :

Le matériel de bétonnage est essentiel dans la construction pour préparer, mélanger, transporter et couler le béton. (Bétonnières ; Pompes à Béton ; Bennes à Béton)

VI.3. Devis quantitatif et estimatif :

Un devis quantitatif et estimatif est un document essentiel dans la gestion de projets de construction. Il permet d'estimer les coûts prévus pour la réalisation d'un projet, de planifier le budget, de négocier avec les fournisseurs et les entrepreneurs, et de suivre les dépenses tout au long du projet.

➤ **Le coût d'investissement :**

- Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

$$CTi = Cgc + Ceq + Cvrđ \dots\dots\dots (VI.1)$$

➤ **Le coût de fonctionnement :**

- Frais courants liés à l'exploitation.
- Coûts associés au remplacement du matériel électromécanique.
- Dépenses financières et coûts de main-d'œuvre.

Avec :

Cti : le coût d'investissement,

Ceq : le coût de génie civil.

Cvrđ : le coût VRD (les voiries et Réseaux divers).

VI.3.1 Calcule le Coût d'investissement :**VII.3.1.1. Le Coût de terrassement :**

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm.

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 2500 DA (donnée par bureau d'étude)

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

$$V = 0.3 \times Shi \dots\dots (VI.02)$$

Avec :

V : volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Shi : surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 2500 \times V \dots\dots\dots (VI.03)$$

Tableau VI .01 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.

Ouvrages	Nombre	La surface horizontale (m ²)	Volume (m ³)	Coût (DA)
Déssableur-déshuilleur	01	1052	3156	789000
Décanteur Primer	02	4750	9500	712500
Bassain D'aeration	02	3316.46	16852.3	4974000
Décanteur secondaire	02	3958.3	9500	5937450
Epaississeur	01	658.58	972.5	192140,715
Bassin de désinfection	01	105.55	316.63	79162,5
Totale				12684253

Donc le coût total du terrassement est :

$$C_{terr} = 12684253 \text{ DA}$$

VI.3.1.2. Le Coût du béton armé :

Le coût du béton revient actuellement a $P_u = 45000$ DA/m³ (bureau d'étude),

On calcule le coût de béton armé par la formule suivante :

$$C_b = P_u \times V_{tb} \dots\dots\dots (VI .02)$$

Avec :

V_{tb} : le volume total du béton.

Epaisseur des murs de l'ouvrage e_m : (0.15 à 0.5) m.

Epaisseur en radiers de l'ouvrage e_r : (0.3 à 0.4) m.

C_b : le coût de béton.

a) Calcul du volume de béton armé

Le volume total du béton pour chaque ouvrage sera la somme des deux volumes :

$$V_{tb} = V_r + V_m \dots\dots\dots (VI.3)$$

$$V_r = S_h \times e_r \dots\dots\dots (VI.4)$$

Pour les murs circulaires on a

$$V_m = P \times H \times e_m \dots\dots\dots (VI.5)$$

Pour les murs rectangulaires :

$$V_m = L \times H \times e_m \dots\dots\dots (VI.6)$$

On prend :

L'épaisseur du mur $e_m = 0.3$ m

L'épaisseur du radier $e_r = 0.3$ m (selon les informations d'un bureau d'étude)

V_r : volume du radier.

V_m : volume du mur.

P : périmètre de l'ouvrage.

H : Hauteur de l'ouvrage.

L : La longueur de l'ouvrage.

Tableau VI.02 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage

OUVRAGES	Surface m ²	Vr (m ³)	Vm (m ³)	Vtb (m ³)	Cout (DA)
Déssableur-déshuilleur	1052	315,6	13,5	329,1	14809500
Décanteur primaire	4750	1425	36,64	1461,64	65773800
Bassin d'aération	3316,46	994	30	1024	58120200
Décanteur secondaire	3958,3	1187,94	103,62	1291,56	58120200
Epaississeur	658,58	198	47,14	245,14	11031300
Bassin de désinfection	105,55	31,6	10,89	42,49	1912050

Donc le coût total du béton armé est

$$C_{ba} = 209767050 \text{ DA}$$

VI.3.1.3 Coût total du génie civil :

Le total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment :

$$C_{gc} = C_{terr} + C_{ba} \dots \dots \dots (VI.7)$$

$$C_{gc} = 222451303 \text{ DA}$$

VI.3.1.4. Le Coût des VRD

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc

$$C_{VRD} = 0.25 \times 222451303 = 55612826 \text{ DA}$$

VI.3.1.5. Coût des équipements électromécaniques et électriques et des installations hydromécaniques

Il est estimé à 40% du (C_{gc} + C_{VRD})

$$C_{eq} = 0.4 \times (222451303 + 55612826) = 11225651 \text{ DA}$$

VI.3.1.6. Coût total des investissements de la station

$$C_{Ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{eq} = 222451303 + 55612826 + 11225651 = 279289780 \text{ DA}$$

VI.3.2. Le Coût de fonctionnement**VI.3.2.1. Le coût de main d'œuvre**

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{m.o} = 0.05 \times CT_i = 13964489 \text{ DA}$$

VI.3.2.2. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{rm} = 0,05 \times = 13964489 \text{ DA}$$

VI.3.2.3 Le coût des frais financiers

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{ff} = 0,05 \times 343146991.25 = 13964489 \text{ DA}$$

VI.3.2.4. Le coût de fonctionnement total

$$C_{Ft} = C_{mo} + C_{rm} + C_{ff} = 41893467 \text{ DA}$$

VI.3.3. Calcul du prix du m³ d'eau traitée

Le coût d'amortissement annuel :

$$C_{aa} = CT_i / T \dots \dots \dots (VI.9)$$

Avec :

T : durée d'amortissement t= 30 ans. Donc :

$$C_{aa} = / 30 = 9309659.33 \text{ D}$$

➤ Coût annuel de la station

$$CTS = C_{aa} + C_{ft} \dots \dots \dots (VII_{10})$$

$$CTS = 9309659.33 + 41893467 = 51203126.33 \text{ DA}$$

VI.3.4. Calcul du prix du m³ d'eau épurée

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2063 est

$$V_{an} = 47209.51 \times 365 = 17231471.51 \text{ m}^3.$$

Le coût du m³ épurée (Ce) ce calcul alors

$$C_e = CTS / V_{an} \dots \dots \dots (VI.11)$$

$$C_e = 5.97 \text{ DA}$$

Tableau.VI.03 : estimation le coût du projet

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	12684253
Coût total du béton armé	DA	209767050
Coût total de génie civil	DA	222451303
Coût des VRD	DA	55612826
Coût des équipements électromécaniques et électriques et des installations hydromécaniques	DA	11225651
Coût total des investissements de la station	DA	279289780

Coût de fonctionnement		
Coût de main d'œuvre	DA	13964489
Coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	13964489
Coût des frais financiers	DA	13964489
Coût de fonctionnement total	DA	41893467
Coût d'amortissement	DA	9309659.33
Coût total de la station	DA	51203126.33
Coût de m ³ d'eau épurée	DA	5.97

VI.5. Conclusion

L'organisation de chantier pour le dimensionnement d'une station d'épuration est un processus complexe qui nécessite une planification minutieuse, une gestion compétente et une collaboration étroite. La réalisation d'une station d'épuration efficace contribue non seulement à la protection de l'environnement, mais elle est également un élément clé pour garantir un approvisionnement en eau de qualité pour les générations futures.

CONCLUSION GENERALE

Notre objectif principal est de concevoir une station d'épuration des eaux usées de la ville de Châtia (W. CHLEF), qui restera opérationnelle jusqu'en 2063. Nous avons observé une augmentation du débit des eaux usées atteignant **47209.51m³/j** en 2063 en raison de la croissance démographique de **298039HAP** en 2063. Les eaux usées proviennent principalement de sources urbaines et agricoles. Après avoir analysé ses propriétés physiques et chimiques, nous avons choisi une usine de traitement des boues activées, qui offre deux types différents, à savoir le traitement à charge moyenne et faible.

Le processus de traitement des eaux usées à la station d'épuration de la vallée du Rio comprend plusieurs étapes :

Prétraitement,

Traitement initial,

Traitement secondaire, y compris le traitement biologique des boues activées à charge moyenne et faible, ainsi que le traitement de démonstration,

Troisième traitement, y compris la filtration du sable pour éliminer les composés organiques difficiles à décomposer. Cependant, cette étape n'a aucun effet sur les microorganismes pathogènes et les bactéries, qui sont souvent un obstacle à la réutilisation des eaux usées traitées. Pour résoudre ce problème, nous avons choisi d'éliminer l'ozone. Cette méthode se caractérise par l'élimination de tous les micro-organismes résistants aux traitements précédents, tout en évitant la formation de chlore libéré en réaction avec les ions trouvés dans le sol agricole, entraînant une salinité accrue du sol, qui est l'un des principaux problèmes de réutilisation des eaux usées traitées.

En ce qui concerne les boues générées par le processus de traitement, nous avons mis en place un système de gestion des boues visant à récupérer ces résidus et à promouvoir la réutilisation des eaux usées, au profit des agriculteurs de la région.

Enfin, assurer le bon fonctionnement de la future station d'épuration.

Références bibliographiques

- [1] : Wikipédia< traitement des eaux usées>
- [2] : M. Bouziani, (2000) la pénurie aux maladies ; édition Ibn-khaldoun, P 260.
- [3] : Y.Libes,(2002) livre sur les eaux usées, <<Les eaux usées et leur épuration>>
- [4] : A. Belarbia, K. Belmiloud (2015), « Dimensionnement de la station d'épuration de la ville de Tazmalt, wilaya de Bejaia », Mémoire de fin d'études, Master Hydraulique, Université de Bejaia.
- [5] : BACCHI. CHEVALIER, Gary GAE3 – 2014 – 2015).Michel, Conception d'une station de traitement des eaux usées dans une commune rurale.
- [6] : HENI.Aussel, (ED5025_ novembre 2004).Colette de Bâcle avec Graziella. Dornier, traitement des eaux usées,institut national des recherches et des sécurités, France.
- [7] : Mr. MAALIOU, (2012_2013).systèmes hydrauliques de traitement et épuration des eaux usées industrielles.
- [8] : Hatem. Dhaouadi, (2008).Traitement des Eaux Usées Urbaines, Les procédés biologiques d'épuration, Université Virtuelle de Tunis .
- [9] : Commission Européenne, Procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités, (France_ 2001)
- [10] : Meuse Grandsud, communauté d'agglomération, Bar-Le-Duc sud Meuse, les principes du traitement des eaux usées.
- [11] : Etablissement public du ministère de l'écologie de développement et d'aménagement durable, France, Les procédés d'épuration des petites collectivités du bassin Rhin-Meuse, (juillet 2017).
- [12] : Christophe Dagot & Julien Lauren, 25/03/2014. livre<Module d'enseignement ASTEP> Ecole Nationale Supérieure d'Ingénieurs de Limoges avec Université Virtuelle Environnement & Développement Durable.
- [13] : ECOSSE D. (2001) - Techniques alternatives en vue de subvenir à la pénurie d'eau dans le monde. Mém. D.E.S.S. « Qualité et Gestion de l'Eau », Fac. Sciences, Amiens, p62.
- [14] : BRGM, bureau des recherches géologiques et minières, service géologie nationale de France, géoscience pour une terre durable, recyclages des eaux usées.
- [15] : R. Salghi, Notes Théoriques, «Dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées», l'Ecole Nationale des Sciences Appliqués d'Agadir- Maroc.
- [16] : B. Merzouk, (2018/2019) Cours Epuration des eaux usées, Université de M'sila,

[17] : Agence algérienne de bassin hydrographique Sahara, Colloque International sur les Ressources en Eaux Souterraines du Sahara CIRESS, L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation.

[19] : Livre ; Manuel d'irrigation de l'olivier(2012)., Techniques et Applications, Elaboré par Docteur Masmoudi. Charfi Chiraz, Evalué par Habaieb Hamadi, Daghari Hédi, Révisé et Amélioré par Docteurs Gargouri Kamel, Rhouma Ali, Karray-Abid.

[20] : H. Dhaouadi, (2008) « Traitement des eaux usées urbaines les procédés biologiques d'épuration », université virtuelle de Tunis.

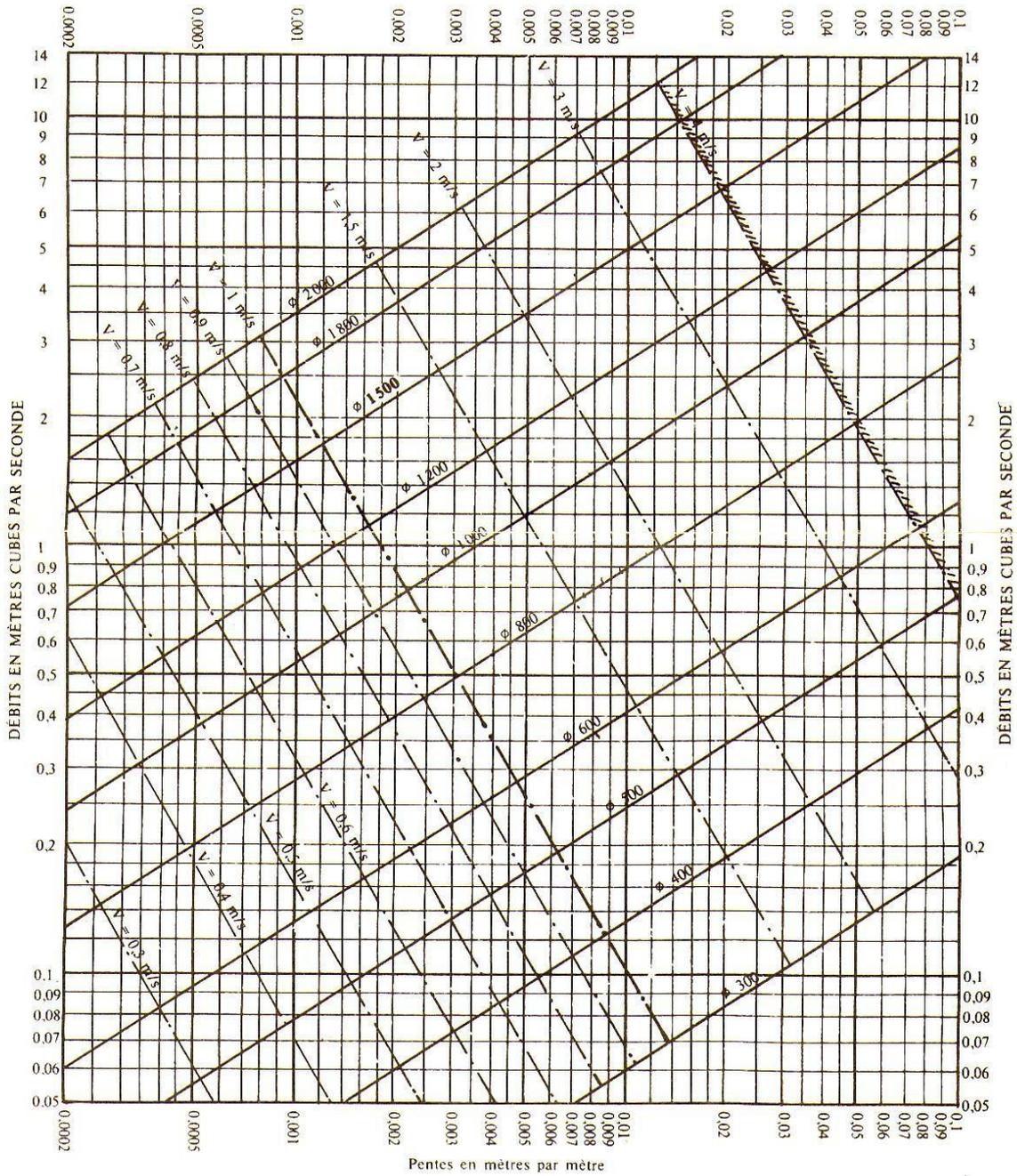
Annexe I

Les classes	Intervalle (mms/cm)	Qualité d'eau
Alcalinité		
C1	$0 < CE < 0,25$	L'eau à faible salinité, elle peut être utilisée en irrigation.
C2	$0,25 < CE < 0,75$	l'eau à salinité moyenne, peu de danger.
C3	$0,75 < CE < 2,25$	l'eau à salinité à prendre en considération
C4	$2,25 < CE < 5$	l'eau à très forte salinité et inutilisable pour les conditions normales.
C5	$CE > 5$	l'eau est inutilisable sauf sur des sables lessivés et drainés
Salinité		
S1	$SAR < 10$	L'eau contenant une faible quantité de sodium, peut être utilisée pour l'irrigation
S2	$10 < SAR < 18$	Les eaux contenant une quantité moyenne de sodium, peuvent présenter quelques difficultés dans les sols à texture fine
S3	$18 < SAR < 26$	Les eaux contenant une quantité de sodium élevée, peuvent provoquer des difficultés dans la plupart des sols
S4	$SAR > 26$	Les eaux contenant une quantité très élevée de sodium, sont généralement impropres à l'irrigation

Annexe II

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

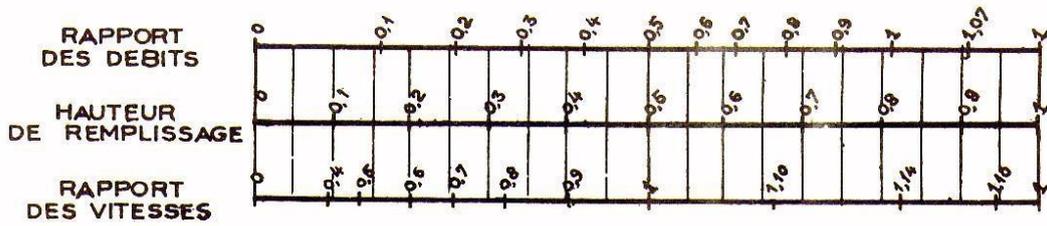


Annexe III

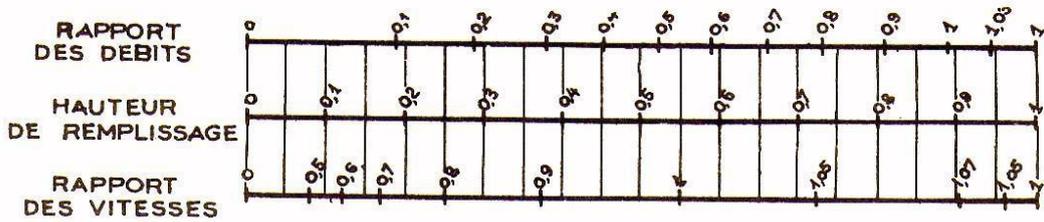
ANNEXE X

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



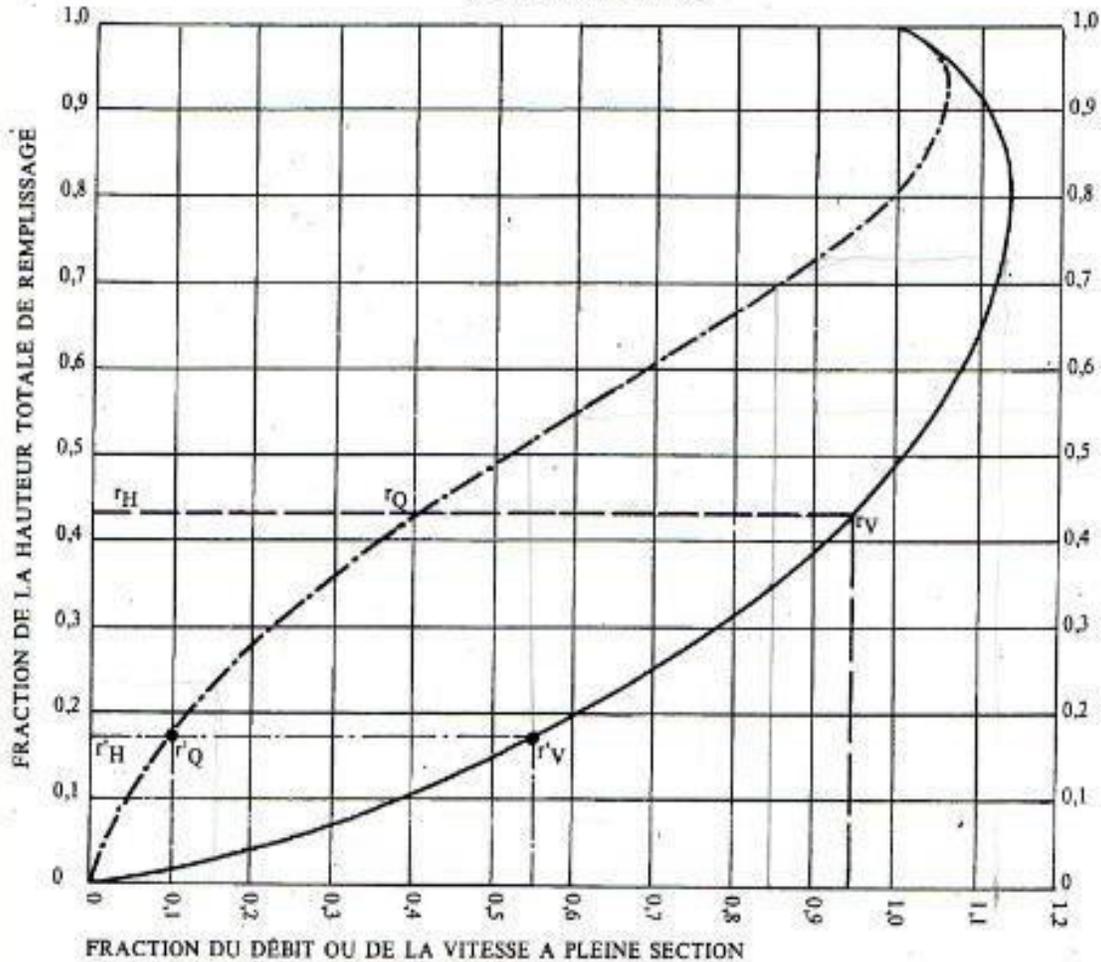
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $\frac{3}{10}$, le débit est les $\frac{2}{10}$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $\frac{78}{100}$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{pg}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.