

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⴰⵔⴰⵏ ⵙⴰⵎⴰⵏ ⵙⴰⵎⴰⵏ ⵙⴰⵎⴰⵏ ⵙⴰⵎⴰⵏ ⵙⴰⵎⴰⵏ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Réutilisation Des Eaux Non Conventionnelles

THEME :

**Dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées
de la commune de BOUGHERDINE (W. Mila) en vue de leur
réutilisation.**

Présenté par :

DJERAFI Yasser

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. DJELLAB Mohamed	Professeur	Président
Mme. BETATACHE Hayet	M.C. B	Membre
Mme. MEDJDOUB LEULMI Sonia	M.C. B	Membre
Mr. KOLLAI Djaffar	Associé	Membre
Mr. KHEDIMALLAH Abderrahmane	M.C. B	Promoteur

Session : Juillet 2025

Remerciement

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à mon professeur encadrant, Monsieur **KHEDIMALLAH Abderrahmane**, pour sa patience, sa disponibilité, et surtout ses précieux conseils, qui ont nourri et enrichi ma réflexion.

Mesdames **BETATACHE Hayat** et **TAFAT Leila** méritent également toute ma gratitude pour les conseils avisés qu'elles m'ont prodigués tout au long de ce projet, ainsi que pour leur bienveillance et leur soutien.

Je remercie chaleureusement Mesdames et Messieurs les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail et pour le temps qu'ils ont consacré à l'examen de ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à l'ensemble des enseignants de l'ENSH, qui ont contribué de manière significative à ma formation.

Un remerciement particulier est adressé à toutes les personnes qui m'ont apporté des informations et des conseils précieux.

Je remercie également mes amis, pour leur aide, leur soutien, et les moments d'encouragement qui ont marqué cette période

Enfin, je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur aide, que ce soit par leur amitié, leurs conseils ou leur soutien moral. Que ces quelques lignes soient l'expression de mes remerciements les plus sincères.

YASSER

Dédicace

Je remercie du fond du cœur mes parents, mes frères, ma famille, mes amies et toutes les personnes qui m'ont apporté leur soutien, leur amour et leurs encouragements tout au long de mon parcours.

Que ce travail soit le reflet de leur appui précieux.

YASSER

ملخص:

يهدف هذا البحث إلى تصميم محطة معالجة مياه الصرف الصحي لبلدية بوغرداين بهدف معالجة تلوث وادي الكبير والمساهمة في الحد من نقص المياه في المنطقة. وتعتمد المنهجية المتبعة على تحليل مفصل لخصائص المياه الملوثة، ودراسة عمليتي المعالجة البيولوجية: الحمأة المنشطة والمرشح البيولوجي، إلى جانب تقييم فعالية التطهير بالأشعة فوق البنفسجية كأحد أساليب المعالجة. وقد أظهرت النتائج تحسناً ملحوظاً في جودة المياه، وتعزيزاً لحماية البيئة، وإمكانية إعادة استخدام المياه المعالجة في الأغراض الزراعية، مما يخفف الضغط على الموارد المائية.

الكلمات المفتاحية: محطة معالجة مياه الصرف الصحي، تلوث وادي الكبير، الحمأة المنشطة، إعادة استخدام المياه المعالج، المرشح البيولوجي.

Résumé :

Cette étude a pour objectif la conception d'une station d'épuration des eaux usées pour la commune de BOUGHERDAINE, afin de traiter la pollution de l'oued El KEBIR et de contribuer à la réduction de la pénurie d'eau dans la région. La méthodologie repose sur une analyse approfondie des caractéristiques des eaux polluées, l'examen des procédés biologiques (boues activées et lit bactérien), ainsi que l'évaluation de la désinfection par rayonnement ultraviolet comme technique de traitement. Les résultats montrent une amélioration significative de la qualité des eaux, une meilleure protection de l'environnement, et la possibilité de réutiliser les eaux traitées à des fins agricoles, réduisant ainsi la pression sur les ressources hydriques.

Mots-clés : station d'épuration des eaux usées, pollution de l'oued El KEBIR, boues activées, réutilisation des eaux traitées, lit bactérien.

Abstract:

This study aims to design a wastewater treatment plant for the commune of BOUGHERDAINE in order to address the pollution of the Oued El Kebir and help mitigate water scarcity in the region. The approach is based on a detailed analysis of the characteristics of the polluted water, the assessment of biological treatment processes (activated sludge and trickling filter), and the evaluation of ultraviolet disinfection as a treatment technique. The results highlight a significant improvement in water quality, enhanced environmental protection, and the potential for reuse of treated water for agricultural purposes, thereby easing the pressure on water resources.

Keywords: wastewater treatment plant, pollution of the Oued El KEBIR, activated sludge, reuse of treated water, trickling filter.

Liste des abréviations

Français	Anglais	Signification
ANRH		Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.
CF	FC	Coliformes Fécaux
COT	TOC	Carbone Organique Total
CT	TC	Coliformes Totaux
DBO5	BOD5	Demande Biologique en Oxygène sur 5 jours
DCO	COD	Demande Chimique en Oxygène
DRE		Direction des Ressources en Eaux
DN	ND	Diamètre Nominal
E Coli		Escherichia Coli
EH		Equivalent Habitant
ERU		Eaux Résiduaire Urbaines
GUT	TUA	Groupement Urbain de Tlemcen
MES	TSS	Matières En Suspension
MM		Matière Minérale
MMe		Matières Minérales éliminées.
MMr		Matières Minérales restantes.
MMS	SMM	Matières Minérales en Suspension
MO		Matières Organiques
MVS		Matières Volatiles en Suspension
NGL	TN	Azote Global
NH ₄ ⁺		Ion ammonium
NTK	TKN	Azote Total Kjeldahl
NO ₂ ⁻		Ion nitrite
NO ₃ ⁻		Ion nitrate
ONA		Office National de l'Assainissement
ONID		Office National de l'Irrigation et du Drainage

P		Phosphore
ONS		Office National des Statistiques
PEHD		Polyéthylène Haute Densité
pH	HP	Potentielle d'Hydrogène
PO43-		Ion phosphates
REUE	RTW	Réutilisation des Eaux Usées Epurées
STEP	WWTP	STation d'EPuration
SDEM	SDP	Station de Dessalement des Eaux de Mer
PT	TP	Phosphore Total
UTN	NTU	Unité de Turbidité Néphélométrique
UV		Ultraviolet

Liste des Symboles

Symbole	Signification
A_m	Coefficient de rendement cellulaire
a'	Fraction de pollution transformée.
B	fraction de la masse cellulaire éliminée par jour
b'	Coefficient cinétique de respiration endogène.
Ab	Age des boues
Q	débit
D	Diamètre
C°	Degré Celsius
IM / Ib	Indice de Mohlman
T	Température
T_s	Temps de séjour
R	Taux de recirculation
C_p	Coefficient de pointe
C_m	Charge massique
C_v	Charge volumique
CE	Conductivité électrique
V	Volume
H	Hauteur
Q	Besoin en oxygène
S	Surface
SAR	Sodium Adsorption Ratio
ΔX	Quantité de boue

Sommaire :

Chapitre I :Présentation de la zone d'étude	3
I.1 Introduction.....	3
I.2 Situation géographique de la commune de BOUGHERDAINE	3
I.3 Situation topographique.....	4
I.4 Situation géologique.....	4
I.5 Hydrogéologie.....	4
I.6 Sismicité	4
I.7 Situation Climatique.....	4
I.7.1 Les précipitations	5
I.7.2 Températures	5
I.7.3 Le vent	5
I.7.4 Humidité.....	6
I.8 Situation hydraulique	6
I.8.1 Alimentation en Eau Potable	6
I.8.2 Assainissement	7
I.9 Etude démographique de la région.....	7
I.10 Pollution existante dans la région d'étude.....	7
I.11 Sélection de l'emplacement de la station d'épuration.....	8
I.12 Conclusion	9
Chapitre II : Généralités sur les eaux usées	10
II.1 Introduction.....	11
II.2 Origine des eaux usées	11
II.2.1 Les eaux usées domestique.....	11

II.2.2	Les eaux usées industriels	11
II.2.3	Les eaux de ruissellement dans les zones agricoles.....	11
II.3	Les différents types de pollution.....	12
II.3.1	Pollution organique.....	12
II.3.2	Pollution minérale.....	12
II.3.3	Pollution microbiologique.....	12
II.4	Composition des eaux usées urbaines	12
II.5	Conséquences de la pollution	13
II.5.1	La santé publique	13
II.5.2	Environnement.....	13
II.5.3	Économique	13
II.5.4	Agricoles.....	13
II.6	Norme de rejet	14
II.6.1	Normes internationales	14
II.6.2	Norme de rejet en Algérie.....	14
II.7	Conclusion	15
Chapitre III	Fillière de traitement des eaux usées	16
III.1	Introduction.....	17
III.2	Traitement Classique	17
III.2.1	Prétraitement	17
III.2.2	Traitement physico-chimique (traitement primaire)	21
III.2.3	Traitement secondaire	23
III.2.4	Traitement tertiaire	25
III.3	Le traitement des boues.....	27
III.3.1	Épaississement des boues.....	28

III.3.2	Stabilisation et hygiénisation	28
III.3.3	Déshydratation	28
III.4	Incinération des boues	30
III.4.1	Mise en décharge.....	30
III.4.2	Valorisation agricole	30
III.4.3	Incinération	30
III.5	Conclusion	30
Chapitre IV	:Dimensionnement de la station d'épuration.....	31
IV.1	Introduction.....	32
IV.2	Calculs de base pour le dimensionnement.....	32
IV.2.1	L'Estimation des besoins	32
IV.2.2	L'Evaluation des charges polluantes.....	35
IV.3	Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration.....	37
IV.3.1	Prétraitements.....	37
IV.3.2	Le traitement secondaire	44
IV.3.3	Le traitement tertiaire	64
IV.3.4	Traitement des boues	69
IV.4	Conclusion	81
Chapitre V	:Calcul hydraulique.....	82
V.1	Introduction.....	83
V.2	Déversoir d'orage.....	83
V.2.1	Type des déversoirs.....	83
V.2.2	Dimensionnement des diamètres des collecteurs	84
V.2.3	Dimensionnement du déversoir d'orage.....	85
V.3	Profil hydraulique.....	86

V.3.1	Calcul les Longueurs et les diamètres des conduites reliant les ouvrages	86
V.3.2	Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages	87
V.4	Conclusion	89
Chapitre VI	:Estimation des besoins et choix de culture.....	90
VI.1	Introduction.....	91
VI.2	Définition la réutilisation des eaux usées traitées (REUE)	91
VI.3	Les domaines de réutilisation des eaux usées épurées (REUE)	91
VI.3.1	La REUE urbaine	91
VI.3.2	La REUE industrielle.....	91
VI.3.3	La recharge de nappe	91
VI.3.4	La REUE agricole	92
VI.4	Ressources en sol	92
VI.5	Etude de la qualité de l'eau d'irrigation	92
VI.6	Classification des eaux d'irrigation.....	93
VI.6.1	La concentration totale des sels solubles.....	93
VI.6.2	Le SAR (Sodium Absorption Ration).....	94
VI.7	Calcul de la pluie de projet.....	95
VI.7.1	Répartition de la pluie moyenne annuelle.....	95
VI.7.2	Test de d'homogénéisation de Mood	96
VI.7.3	Ajustement des pluies annuelles	97
VI.7.4	Test de validité d'un ajustement.....	98
VI.7.5	Détermination de l'année de calcul	98
VI.8	Besoin en eau de culture.....	99
VI.8.1	Détermination de l'évapotranspiration (ETP).....	99

VI.8.2	L'évapotranspiration maximale (ETM)	100
VI.8.3	Le coefficient culturaux Kc.....	100
VI.8.4	La réserve facilement utilisable (RFU).....	100
VI.8.5	Calcul de la pluie efficace	101
VI.8.6	Calcul des besoins en eau d'irrigation.....	101
VI.9	Le calcul de débit d'irrigation.....	103
VI.10	Le Calcul de la superficie à irriguer.....	105
VI.11	Propositions de réutilisation des eaux usées épurées de la SETP de Bougherdaine en agriculture	105
VI.12	Conclusion.....	106
Chapitre VII	:Organisation de chantier	107
VII.1	Introduction.....	108
VII.2	Installation d'un chantier	108
VII.2.1	Définition d'un chantier	108
VII.2.2	Rôle de l'installation de chantier	108
VII.2.3	Moyens des travaux de chantier	109
VII.3	Devis quantitatif et estimatif.....	109
VII.3.1	Le coût des projets	109
VII.4	Etude comparatif entre le coût des lits bactériens et les installations à boues activé.....	114
VII.4.1	La première variante : le système des boues activées.....	115
VII.4.2	La deuxième variante : lit bactérien.....	116
VII.4.3	Calcul du prix du m ³ d'eau traitée	118
VII.5	Conclusion	120

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : les forages alimentant Bougherdaine.....	7
Tableau I.2 : Population future de la zone d'étude.....	7
Tableau I.3 : les analyses des eaux usées arrivent au future STEP	7
Tableau II.1 : Tableau représentant la composition des eaux usées urbaines	12
Tableau II.2 : Les valeurs limitent des paramètres de rejet dans un milieu récepteur	14
Tableau IV.1 : Estimation du débit moyen des eaux usées aux différents horizons d'études	33
Tableau IV.2 : Débit moyen des équipements.....	33
Tableau IV.3 : Débit de pointe des eaux usées aux différents horizons d'études.....	35
Tableau IV.4 : le nombre d'équivalent habitants pour les différents horizons	35
Tableau IV.5 : Les analyses des eaux usées arrivant au future STEP	36
Tableau IV.6 : Quantité des charges polluantes.....	37
Tableau IV.7 : Les valeurs de δ	39
Tableau IV.8 : dimensionnement de dégrillage grossier et fin	39
Tableau IV.9 : Les résultats de dimensionnement d'un dessableur-déshuileur	43
Tableau IV.10 : Les résultats des charges polluantes (DBO5)	45
Tableau IV.13 : Les résultats d'élimination de nitrate	46
Tableau IV.14 : Les résultats de dimensionnement de répartition du Bassin biologique.....	51
Tableau IV.15 : Les valeurs moyennes des paramètres a' et b'.....	59
Tableau IV.16 : Les résultats de dimensionnement de Système d'aération.....	61
Tableau IV.17 : Les résultats de dimensionnement de Clarificateur	62
Tableau IV.18 : Les charges à la sortie de Traitement secondaire.....	63
Tableau IV.19 : Les concentrations à la sortie de Traitement secondaire	63
Tableau IV.20 : Les résultats de dimensionnement de Filtre à sable rapide	65
Tableau IV.22 : Les valeurs moyennes des paramètres am et b.....	70
Tableau IV.23 : Les résultats de calcul des boues dans le bassin biologique	72
Tableau IV.25 : Les résultats de dimensionnement d'épaississeur	74

Tableau IV.26 : Les résultats de Calcul de Stabilisation aérobie	76
Tableau IV.27 : Les résultats de Calcul de lit de séchage	78
Tableau IV.28 : Les résultats de dimensionnement de Aire de stockage	81
Tableau V.1 : Les résultats des calculs des longueurs et des diamètres des conduites reliant les ouvrages.....	87
Tableau V.2 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.....	88
Tableau VI.1 : les caractéristiques hydrodynamiques des sols argilo-limoneux	92
Tableau VI.2 : Caractéristiques chimique de l'eau d'irrigation	93
Tableau VI.3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique (ANSES, 2012).....	94
Tableau VI.5 : Précipitations moyennes mensuelles couvrant la période de 2006 à 2022	95
Tableau VI.6 : Test de la médiane de la série pluviométrique	97
Tableau VI.7 : Test de validité d'ajustement	98
Tableau VI.8 : Résultat de l'ajustement	98
Tableau VI.9 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%).....	99
Tableau VI.10 : Evapotranspiration de référence ET0 (Source : CROPWAT).....	99
Tableau VI.11 : Calcul des pluies efficaces	101
Tableau VI.12 : Calcul des besoins en eau pour le pommier	102
Tableau VI.13 : Calcul des besoins en eau pour la vigne.....	102
Tableau VI.14 : Calcul des besoins en eau pour l'Olivier.....	103
Tableau VI.15 : Récapitulatif des besoins nets (mm).....	103
Tableau VI.16 : les résultats du Calcul de la superficie à irriguer.....	105
Tableau VII.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage	110
Tableau VII.1 : Le coût de béton armé de chaque ouvrage.....	111
Tableau VII.1 : Le coût totale de step sans traitement biologique	1104
Tableau VII.1 : Le coût totale d'installation des boues activées.....	1106
Tableau VII.1 : Le coût totale d'installation de lit bactérien.....	110
Tableau VII.1 : Comparaison technico économique des deux variantes	110

Liste des figures :

Figure I.1 : Plan représentant la localisation de La commune d'Ammira arres dans la wilaya de MILA (DRE, 2024)	3
Figure I.2 : Moyennes mensuelle des précipitations (mm) (2006-2022) (ANRH Alger 2025).....	5
Figure I.3 : Les températures de 2006 à 2022 (ANRH Alger 2025).....	5
Figure I.4 : Moyenne mensuelles de la Vitesse du vent (1990 à 2021) (ANRH Alger 2025).....	6
Figure I.5 : Répartition Moyennes mensuelle d'humidité. (ANRH Alger 2025)	6
Figure I.6 : Le site de la STEP sur google earth	8
Figure III.1 : Graphique résumant le prétraitement. (Boumaaza, 2019/2020).....	20
Figure III.2 : Représentation d'un décanteur statique sans raclage employé dans le traitement des eaux usées. (Boumaaza, 2019/2020).....	21
Figure III.3 : Schéma d'un Décanteurs circulaires. (Boumaaza, 2019/2020)	22
Figure III.4 : Représentation d'un Décanteurs lamellaire. (Libes, 20 mars 2024)....	23
Figure III.5 : Plan d'un procédé a boues activées. (Boeglin, 1998)	24
Figure III.6 : Schéma d'un processus a Lit bactérien. (Degremont, 2005)	24
Figure III.7 : Figure d'un procédé à disque biologique. (Dhaouadi, 2008).....	25
Figure III.8 : Schéma de la dénitrification avec faible DBO5. (Libes, 20 mars 2024)	26
Figure III.9 : Illustration du fonctionnement d'un épaisseur. (SADOWSKI.AG, 2002).....	28
Figure III.10 : coupe d'un lit planté de macrophytes (SADOWSKI.AG, 2002).....	29
Figure III.11 : Technique de déshydratation sous pression réduite. (SADOWSKI.AG, 2002)	29
Figure VI.1 : Ajustement des pluies annuelles aux loi normal (gauss).....	97

Liste des Planches :

Planche 1 : plan de masse de la STEP boues activés.

Planche 2 : Plan de situation de la STEP.

Planche 3 : profil hydraulique

Planche 4 : plan de clarificateur

Planche 5 : plan de masse de la STEP lit bactérien.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

L'eau représente une ressource essentielle, mais continuant à être harcelée par toutes les formes de pollution et de détérioration, nuisant directement aux écosystèmes naturels et à la santé humaine. Les sources de contamination sont en grande majorité dans les domaines industriel, domestique et agricole. Qu'elle soit destinée à la consommation humaine, pour l'agriculture ou pour l'industrie, l'eau reste au cœur des attentes scientifiques et environnementales. Le traitement des eaux usées est aujourd'hui un enjeu mondial important, obligeant les nations à mettre en œuvre des technologies de qualité pour assurer la qualité des eaux évacuées dans la nature.

En Algérie, la pression sur les ressources en eau s'accroît, non seulement en période de sécheresse dans certaines régions, mais aussi en raison de la pollution de plus en plus importante causée par les effluents domestiques, agricoles et industriels. Dans ce contexte, le traitement et la valorisation des eaux usées sont devenus nécessaires pour protéger l'environnement et assurer une utilisation durable de la ressource.

La commune de Bougherdane, située dans une zone relativement humide, dispose d'un potentiel hydrologique. Mais le problème environnemental le plus important réside dans le rejet direct des eaux usées de l'Oued El Kebir, un bassin qui se déverse ensuite dans le barrage de Beni Haroun, l'un des plus grands réservoirs d'approvisionnement en eau du pays. Cette pratique met en péril la qualité des eaux stockées, entraînant des risques importants pour l'environnement et la santé publique.

Face à cette problématique, cette mémoire suggère la construction d'une station de traitement des eaux usées pour le village de Bougherdane. Le but principal est de réduire la pollution des eaux rejetées, de protéger le barrage de Beni Haroun contre la contamination et ainsi de permettre la réutilisation des eaux traitées, en particulier à l'occasion d'usages agricoles. Ce projet s'inscrit dans une démarche de développement durable, visant à concilier protection de l'environnement et optimisation de la ressource en eau.

Les résultats obtenus au terme de cette étude seront synthétisés et présentés de manière claire dans la conclusion générale. Celle-ci mettra en évidence les principales performances des procédés étudiés, les avantages et limites relevés pour chacun, ainsi que les recommandations clés à retenir pour la mise en œuvre ou l'optimisation du traitement biologique des eaux usées. Ces recommandations viseront à guider les choix techniques futurs et à proposer des pistes d'amélioration adaptées au contexte local.

Chapitre I :
Présentation de la zone
d'étude

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :

Ce chapitre examinera l'emplacement de la zone d'étude et ses caractéristiques principales, y compris les éléments géographiques, la topographie, la composition du sous-sol, les conditions météorologiques, les systèmes hydrologiques et les statistiques démographiques urbaines.

Le but est de collecter et de présenter minutieusement toutes les informations cruciales pour la détermination finale des dimensions.

I.2 Situation géographique de la commune de BOUGHERDAINE :

Le village de Bougherdain est situé au sud de la commune D'Amira arres, en Algérie. Loin du siège de la municipalité par 3 Km et par 25 Km et de la ville de Mila. Délimitée sur le côté sud d'Oued Endja, sur le côté nord par Tassaft, ouest par Bouilaf, à l'Est par Teghlissa. Bougherdain s'occupe une superficie de 50 hectares, avec une population de 3418 habitants. **(DRE, 2024)**

La commune d'Amira arres est limitée :

- Au Nord, par la commune de Boucif Ouled Askeur (JIJEL)
- A l'Est, par la commune de Terrai Bainen
- A l'Ouest, par la commune de Tessala Lemtai
- Au sud, par les communes de Rouached et Oued Endja

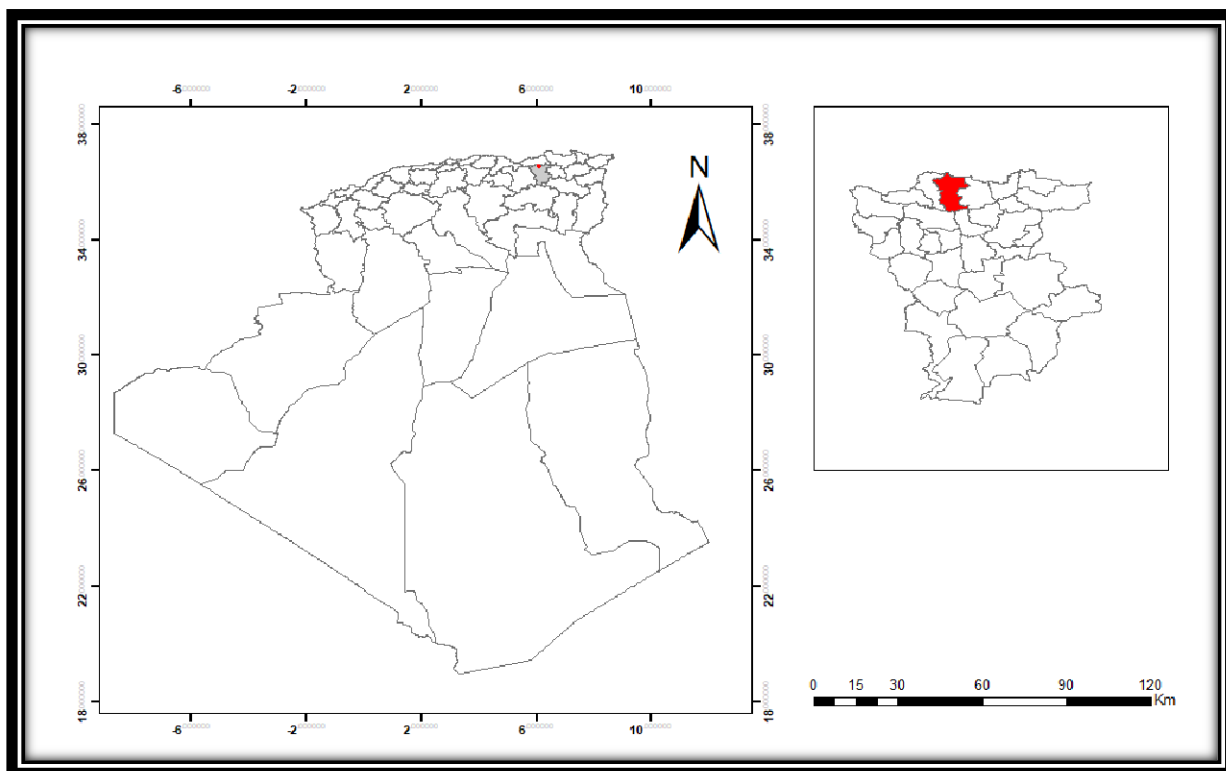


Figure I.1 : Plan représentant la localisation de La commune d'Amira arres dans la wilaya de MILA
(DRE, 2024)

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.3 Situation topographique :

Le village de Bougherdain est caractérisé par un terrain semi-plat, direction vers la vallée avec un changement au niveau des altitudes internes, où l'altitude varie entre 225 à 365 m.

I.4 Situation géologique :

Au point de vue géologique, les terrains sont occupés par des formations datant du tertiaire. Ces formations sont composées de roches sédimentaires rattachées au complexe « NUMIDIN » d'âge oligocène supérieur ou qui se sont mis en place à l'oligocène. Ce sont surtout des bancs parfois oxydés en jaune rouille, à grains et à constituants quartzeux. Ils forment par fou de gros bores de goes séparées par des rizons d'argiles noires le plus souvent limoneuses en surface.

I.5 Hydrogéologie :

Par sa géographie structurale accidentée et morcelée des massifs telliens du nord ; la région nord de la wilaya est parcourue par un réseau hydrographique dense constitué de petits coures d'eau alimentant d'importants oueds tels que : Oued Endja, Oued El Kebir, Oued Rhumel.

I.6 Sismicité :

L'Algérie, est l'un des pays qui sont confrontés à des tremblements de terre. Selon les règles sismiques algériennes de l'année 2003, le territoire est décomposé en quatre territoires sismiques qui sont :

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

La commune de Bougherdaine, d'après la Classification RPA 2003, est incluse dans la Zone sismique IIa.

I.7 Situation Climatique :

La région de Bougherdaine se caractérise par un climat méditerranéen, témoigné par des étés chauds et secs et des hivers humides et pluvieux.

La précipitation moyenne annuelle de 500 à 700 mm (Tableau I.1). La température moyenne annuelle est autour de 15°C, les températures maximales peuvent atteindre jusqu'à 38°C et les températures minimales peuvent descendre à 2°C.

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.7.1 Les précipitations :

Sont représentées dans le graphique suivant.

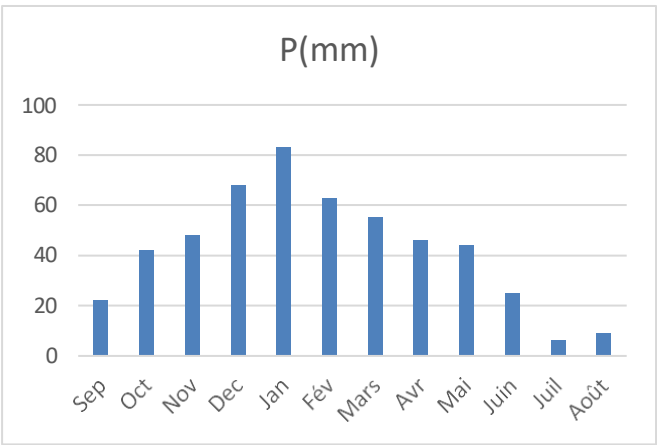


Figure I.2 : Moyennes mensuelle des précipitations (mm) (2006-2022) (ANRH Alger 2025)

D’après la figure janvier est le mois le plus pluvieux.

I.7.2 Températures :

Sont présentés dans le tableau ci-dessous :

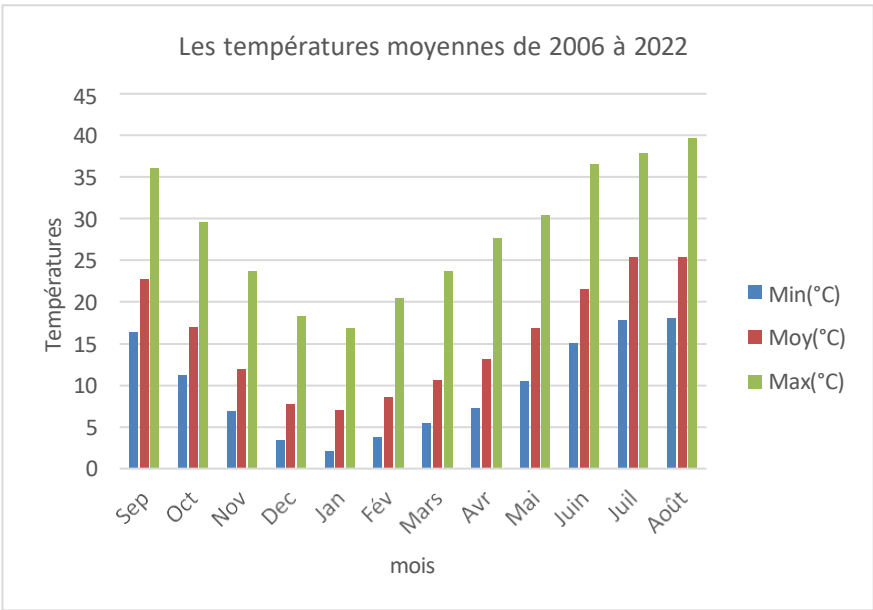


Figure I.3 : Les températures de 2006 à 2022 (ANRH Alger 2025)

Les températures moyennes les plus basses sont constatées en janvier et les plus hautes sont constatées en Aout.

I.7.3 Le vent :

Le vent favorise l’aération surtout dans le cas d’un lit bactérien il remplace l’aération industriels par

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

les aérateurs donc on doit tenir à ce paramètre.

Les vitesses sont répertoriées dans le tableau suivant :

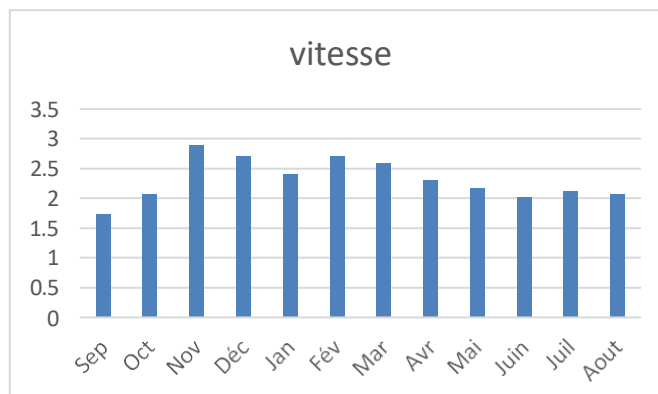


Figure I.4 : Moyenne mensuelles de la Vitesse du vent (1990 à 2021) (ANRH Alger 2025)

Période calme : juin à octobre ; forte : novembre à avril.

I.7.4 Humidité :

Sont répertoriées dans la figure ci-dessous :

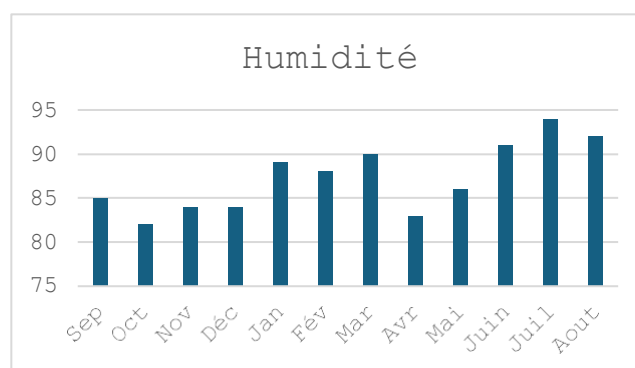


Figure I.5 : Répartition Moyennes mensuelle d'humidité. (ANRH Alger 2025)

I.8 Situation hydraulique :

L'hydraulique urbain du village comprend :

I.8.1 Alimentation en Eau Potable :

Le réseau d'AEP de Bougherdaine est un réseau maillé avec des conduites de PEHD alimenté par les forages suivants :

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : les forages alimentant Bougherdaine

Forage	Débit exploité (l/s)	Réservoirs	Capacité de stockage (m³)
F1	20	R1	200
F2	20	R1	200
F3	20	R2	1000
F4	20	R3	500
Total	80	/	1900

(DRE, 2024)

I.8.2 Assainissement :

Réseau unitaire, 95 % raccordé ;14 km conduite principale, 68 km secondaires ; eaux usées rejetées sans traitement, danger pour l'oued.

I.9 Etude démographique de la région

Pour dimensionner correctement la station d'épuration, il est essentiel d'estimer la population à un horizon donné afin de déterminer la quantité d'eaux usées à traiter.

En Algérie, l'évolution démographique suit la loi de l'accroissement géométrique donnée par :

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

Avec : P représentant la population future, P₀ la population de l'année de référence, t le taux d'accroissement démographique égale à 1.3% (DRE MILA 2025) et n le nombre d'années entre l'année de référence et l'horizon étudié.

Tableau I.2 : Population future de la zone d'étude

Année	Taux d'accroissement	2025	2035	2045	2055
Population (hab)	1.3%	3418	3890	4426	5036

I.10 Pollution existante dans la région d'étude :

Sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : les analyses des eaux usées arrivent au future STEP

Paramètres	Unité	Quantité
DBO ₅	mg/l	295

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

DCO	mg/l	591
MES	mg/l	463
NTK	mg/l	82
NH4	mg/l	30.150
NO3	mg/l	0.752
NO2	mg/l	0.081
P	mg/l	8.45
T moy	C°	18.06
PH	-	7.81
La conductivité	µs/cm	659

(DRE, 2024)

I.11 Sélection de l'emplacement de la station d'épuration :

Le futur site de la STEP occupe une superficie de 1700 m², sur un terrain entouré de terres agricoles. Il est situé au sud de la RN°105B en direction de la ville de BOUGHERDAINE, à 1,22 km de celle-ci, dans la zone sud-ouest de la commune d'Amira Arres, à proximité de l'oued El Kebir.

Les coordonnées géographiques sont les suivantes :

- Latitude : 36° 29'40.88" N
- Longitude : 6° 04'22.50" E



Figure I.6 : Le site de la STEP sur google earth.I

I.12 Conclusion :

Ce chapitre a mis en évidence la nécessité de réaliser une station d'épuration pour traiter les eaux usées avant leur rejet dans l'oued El KEBIR, afin de limiter la pollution et d'encourager la réutilisation des eaux traitées pour l'irrigation. Nous avons exposé les données essentielles à la conception de la STEP, en détaillant les caractéristiques topographiques, géologiques, climatiques, démographiques et hydrauliques de la région. Celle-ci bénéficie d'un climat méditerranéen, marqué par des étés chauds et secs et des hivers humides et pluvieux. Le réseau d'assainissement existant, de type unitaire, achemine actuellement les eaux usées directement vers l'oued sans traitement.

Chapitre II :

Généralités sur les eaux

Usées

II.1 Introduction :

Les eaux usées peuvent entraîner des effets nocifs sur l'éco système. Bien que les ruisseaux aient une capacité naturelle d'autoépuration ce qui diminue l'oxygène dans l'eau au même temps mais quand les rejets dépassent cette capacité l'environnement subit une dégradation durable.

Le déficit en oxygène induit par la pollution entraîne la disparition de nombreuses espèces et peut freiner la migration des poissons. Par ailleurs, une concentration excessive en phosphates favorise l'eutrophisation qui est la principale cause de perturbation des écosystèmes aquatiques.

II.2 Origine des eaux usées :

Les eaux usées ont pour origine plusieurs sources : les rejets domestiques, les effluents industriels ainsi que les eaux de ruissellement provenant des zones agricoles.

II.2.1 Les eaux usées domestique :

Dans les zones urbaines dotées d'un réseau d'assainissement unitaire, les eaux usées domestiques peuvent se mélanger aux rejets industriels. Elles regroupent principalement les eaux d'égout et les eaux sanitaires, provenant des habitations, des établissements publics et des bâtiments commerciaux. (KOLLER, 2004)

II.2.2 Les eaux usées industriels :

Sont générées par les processus de fabrication, les activités commerciales, l'exploitation minière ainsi que les opérations et équipements forestiers, qu'elles soient directement impliquées dans ces procédés ou non. Elles incluent également les eaux de ruissellement provenant des surfaces exposées aux polluants générés par les activités de stockage, de manipulation ou de traitement industriel et commercial, ainsi que de toute autre eau usée issue de ces opérations. (SADOWSKI.AG, 2002)

II.2.3 Les eaux de ruissellement dans les zones agricoles :

Les apports importants de pesticides et d'engrais constituent la principale origine des pollutions diffuses. Les eaux issues des sols cultivés, riches en nitrates et en phosphates, contribuent à la contamination des nappes phréatiques superficielles ainsi que des eaux des cours d'eau et des retenues. (Satin, 1999)

II.3 Les différents types de pollution :

II.3.1 Pollution organique :

La dégradation des éléments organiques présents dans les eaux usées — notamment les matières en suspension, les huiles, les graisses, les solvants, les produits chimiques organiques et les pesticides consomme une partie de l'oxygène disponible. Cette consommation réduit la concentration en oxygène dissous dans le milieu aquatique, ce qui peut entraîner la mortalité des organismes qui y vivent.

II.3.2 Pollution minérale :

On est dans le cas d'une pollution minérale lorsqu'il y'a une concentration en matières minérales, comme les nitrites et les sulfates trop forte dans les eaux usées. Ces éléments peuvent avoir une origine diversifiée, comme dans les émissions industrielles, les déchets agricoles ou encore les ruissellements des eaux pluviales qui passent par des terrains pollués.

II.3.3 Pollution microbiologique :

La situation de la santé aussi est critique lorsque les eaux usées contiennent un grand nombre de micro-organismes.

II.4 Composition des eaux usées urbaines :

Sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Tableau représentant la composition des eaux usées urbaines

Caractéristiques	Moyenne
pH	De 7 à 7.5
DBO5	De 150 à 500 mg/l
DCO	De 300 à 1000 mg/l
MES	De 200 à 500 mg/l
Azote total (N-NTK)	De 30 à 80 mg/l
Phosphore total	De 7 à 20 mg/l
Coliformes totaux	De 107 à 109 bactéries pour 100 ml

Wastewater Engineering : Treatment and Reuse

II.5 Conséquences de la pollution :

II.5.1 La santé publique :

Les eaux usées non traitées contiennent de nombreux microbes dangereux qui viennent le plus souvent de l'intestin des humains. se baigner dans des eaux polluées peut provoquer des maladies comme des démangeaisons, des maux de ventre, des infections de la peau, l'hépatite, le choléra, la typhoïde ou la dysenterie. Les eaux usées peuvent aussi contenir des substances toxiques qui peuvent être dangereuses pour la santé. C'est pourquoi il est très important d'éliminer les microbes dans ces eaux.

II.5.2 Environnement :

Les rejets non traités des eaux usées assèchent leur matière organique, qui se décompose, causant diverses gênes, dont notamment l'émission de gaz nauséabonds. Les végétaux et les animaux aquatiques sont dépendants de l'oxygène dissous dont la mise au point n'est pas infinie, alors que les nutriments des eaux usées contribuent à la croissance des végétaux aquatiques. Ce phénomène réduit la concentration en oxygène et accélère l'eutrophisation des milieux aquatiques, cela abîme la qualité de l'eau. Il faut donc éliminer les matières organiques et inorganiques pour garder un environnement sain, aujourd'hui et pour les générations futures.

II.5.3 Économique :

L'utilisation des effluents traités en agriculture contribue à la préservation de la qualité environnementale tout en soutenant des objectifs nationaux, tels que le développement d'une agriculture durable et la gestion efficace des ressources en eau. L'irrigation avec les eaux usées offre également l'avantage de réduire le niveau de traitement requis et les coûts associés, grâce à l'action du sol et des cultures qui jouent le rôle de bio-filtre naturel. De plus, l'exploitation des nutriments présents dans ces eaux permet de diminuer les dépenses liées à la fertilisation. (Satin, 1999)

II.5.4 Agricoles :

Ce problème est particulièrement préoccupant dans certaines régions où l'eau est couramment utilisée pour l'arrosage et l'irrigation. En effet, si l'eau est saturée de bactéries ou de substances biologiques contenant des contaminants radioactifs, cela peut nuire à la santé des plantations et, à terme, au bétail. Cela affecte également la structure du sol. De plus, comme mentionné précédemment à propos des eaux usées et de leurs boues, si celles-ci sont contaminées par des substances toxiques ou des métaux lourds, elles altèrent les propriétés du sol.

II.6 Norme de rejet :

Il existe deux types :

II.6.1 Normes internationales :

En outre, une norme est une valeur maximum à ne pas dépasser, qui est établie sur la base de certains critères. Lorsque les paramètres mesurés correspondent aux exigences requises, une norme est considérée comme respectée. Ces exigences peuvent être déterminées dans des lois, des décrets ou des manuels.

Sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Les valeurs limitent des paramètres de rejet dans un milieu récepteur

Caractéristiques	Valeurs limites
PH	6,5 - 8,5
DBO5	<30mg/1
DCO	<90 mg/1
MES	<20 mg/1
NH+4	<0,5 mg/1
NO2	1 mg/1
NO3	<1 mg/1
P2O5	<2 mg/1
Température	<30°C
Couleur	Incolore
Odeur	Inodore

Source : OMS, 2006

II.6.2 Norme de rejet en Algérie :

Sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 : Les valeurs limitent des paramètres de rejet

Caractéristiques	Valeurs limites
Température	<30°C
pH	De 6.5 à 8.5
Couleur	Incolore

CHAPITRE II : Généralités sur les eaux usées

Odeur	Inodore
MES	<30 mg/1
DBO5	<30 mg/1
DCO	<120 mg/1
NH+4	<30 mg/1
NO3	<10 mg/1
Phosphore total	<20 mg/1
Huiles et Graisses	<02 mg/1

Source : Journal officiel de la République Algérienne. N06°, Juillet 2006

II.7 Conclusion :

D'après les informations présentées dans ce chapitre, il est certain que les eaux usées représentent un danger important pour l'homme et la vie écologique. Il est donc essentiel de les traiter pour protéger l'environnement.

Chapitre III : Filière de traitement des eaux usées

III.1 Introduction

Les stations d'épuration exploitent la capacité des micro-organismes à dégrader les polluants carbonés et azotés en créant des conditions favorables à leur développement. Ces micro-organismes, d'origine environnementale, humaine, animale ou industrielle, se développent en décomposant les polluants présents dans l'eau. Les eaux usées, quant à elles, proviennent de sources variées : réseau pluvial, habitations (toilettes, douches, éviers), hôpitaux, industries (papeteries, agroalimentaire, pharmaceutique, chimique), restauration, abattoirs, élevages, et autres activités.

III.2 Traitement Classique

Le traitement classique des e-u passe par des étapes pour retirer les polluants et rendre l'eau plus propre, afin qu'elle puisse être réutilisée ou diversée dans le milieu naturel. Souvent, ces étapes incluent le prétraitement, le traitement primaire, le traitement biologique et enfin le traitement tertiaire si la qualité des eaux sortant de traitement secondaire n'est pas dans les normes de rejet.

III.2.1 Prétraitement :

Avant d'être soumis au traitement majeur, les effluents subissent un traitement préliminaire impliquant de multiples opérations physiques ou mécaniques. Ce traitement vise à extraire et à éliminer les particules solides en suspension ou flottant dans l'eau susceptibles de perturber les étapes d'épuration après : Les étapes successives du prétraitement comprennent d'abord le relevage des eaux usées, suivi par le dégrillage qui permet de retenir les déchets les plus grossiers. Viennent ensuite le tamisage pour éliminer les particules plus fines, puis l'étape combinée de dessablage et de déshuilage, destinée à séparer les sables et les graisses présents dans les eaux usées

III.2.1.1 Relevage :

Un poste de relevage est mis en place lorsque le niveau du réseau collectif est inférieur à celui de la station d'épuration ou lorsque le réseau d'évacuation des eaux usées est situé plus bas que le réseau de collecte, que ce soit pour des résidences individuelles, collectives ou des équipements communautaires. Sa fonction consiste à remonter les eaux usées jusqu'à un niveau supérieur grâce à un système de pompage. Ce relevage est généralement assuré par des vis d'Archimède ou des pompes à roues multicanales fermées.

III.2.1.2 Dégrillage :

Les/Dégrilleurs sont nécessaires pour la protection des équipements électromécaniques ainsi que faire face au bouchage de conduites d'une station d'épuration. Ils présentent la forme d'une grille qui sont étudiée pour bloquer les débris transportés par les eaux au réseau d'assainissement.

La performance d'un dégrilleur dépend en grande partie de l'espacement entre ses barreaux, lui-même calculé en fonction de la grandeur et du type des déchets à dégriller.

Un compromis doit être trouvé entre celui-ci et le volume des déchets à évacuer, dans la mesure où il a pour conséquence l'épaisseur du dépôt dans la grille, qui contrôle la fréquence du nettoyage. Il existe une grande variété de dégrilleurs disponibles sur le marché, y compris des modèles droits, courbes, ainsi que des systèmes de nettoyage amont ou aval, pour répondre aux exigences spécifiques de chaque installation

III.2.1.2.1 Grilles manuelles :

Présentant une inclinaison de 60 à 80 degrés par rapport à l'horizontale et sont constituées de barreaux de plusieurs formes.

III.2.1.2.2 Grilles mécaniques à nettoyage par l'amont :

On distingue trois types de ces barreaux. Ceux-ci, souvent de section en L, sont généralement placés en amont de la grille chargée d'évacuer les déchets, cette dernière étant positionnée en aval :

a) Grilles courbes :

Ce type de grille est recommandé pour les installations recevant des eaux peu chargées. Le nettoyage s'effectue à l'aide de deux peignes fixés sur un bras tournant autour d'un axe horizontal.

b) Grilles droites à nettoyage alternatif :

Le plan de la grille présente en général une inclinaison d'environ 80° par rapport à l'horizontale. Les déchets sont extraits le long de la grille à l'aide d'un dispositif de nettoyage tel qu'un racloir, un râteau, un peigne ou un panier pivotant qui les remonte avant de revenir en position libre en dehors du champ de la grille.

c) Grilles droites à nettoyage continu :

Ces grilles, inclinées à 80°, sont bien adaptées au dégrillage fin lorsqu'il existe un risque de feutrage, par exemple en cas d'obturation par des feuilles. L'éjection des déchets du réceptacle est assurée par un dispositif motorisé.

III.2.1.2.3 Grilles mécaniques à nettoyage par l'aval :

Ce système de pré-dégrillage, bien qu'offrant une capacité d'extraction élevée, présente le risque de réintroduire des déchets dans l'eau en aval.

III.2.1.3 Tamisage :

Le tamisage est une méthode de dégrillage avancée qui repose sur une filtration réalisée à l'aide d'une toile ou d'une tôle perforée, dont les mailles peuvent être de différentes dimensions. Selon la taille des mailles, on distingue :

III.2.1.3.1 Macro-tamisage (mailles supérieures à 200 μm) :

Cela permet de retenir les matières en suspension flottantes, les débris végétaux, les herbes et les insectes, contribuant ainsi à réduire la charge polluante et à alléger le traitement biologique.

III.2.1.3.2 Micro-tamisage (mailles de 30 à 100 μm) :

Conçue pour retenir des particules très fines. Cependant, leur utilisation dans le prétraitement des eaux usées reste limitée, principalement à cause du colmatage rapide des mailles. Les tamis rotatifs et vibrants sont les types les plus couramment utilisés. Le tamisage remplit plusieurs fonctions essentielles : il permet de récupérer les déchets réutilisables, de réduire les risques de dépôts et de fermentation, et de protéger les canalisations ainsi que les pompes contre les obstructions.

III.2.1.4 Dessablage :

Le dessablage a pour objectif d'éliminer les rejets industriels tels que le sable, les graviers et autres matières minérales denses afin d'éviter leur accumulation dans les conduites et les canaux, et de prévenir les dommages liés à l'abrasion des pompes. Ce traitement est devenu particulièrement indispensable dans les stations raccordées à un réseau unitaire, notamment dans les zones à activité métallurgique et mécanique. Le dessablage permet généralement d'extraire les particules dont le diamètre est supérieur à 200 μm , tandis que les particules plus fines sont éliminées par décantation. La remontée de sable dans l'effluent dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Géologie de la région.
- L'état et la longueur des canalisations.
- Le type de réseau (séparatif, unitaire, mixte) et entretien.

Il est important que cet entretien soit réalisé pour :

CHAPITRE III : Filière de traitement des eaux usées

- Eviter le bouchage des tuyaux dû au dépôt en couture et au piezagènes,
 - Prévenir l'usure des pompes et matériels mécaniques,
- Garantir l'efficacité et l'optimisation de traitement biologique.

III.2.1.5 Dégraissage et déshuilage :

Le dégraissage et le déshuilage sont des opérations qui visent à séparer les substances dont la densité est légèrement inférieure à celle de l'eau grâce à un processus de flottation. Ces substances peuvent se présenter sous forme de particules libres ou agglomérées à des matières en suspension. L'injection de microbulles d'air facilite et accélère leur remontée à la surface. Le dégraissage correspond à une séparation solide-liquide, tandis que le déshuilage réalise une séparation liquide-liquide. Les unités dédiées à ces traitements sont conçues pour un taux ascensionnel maximal de 15 m/h et un temps de séjour compris entre 8 et 15 minutes, avec un débit d'air injecté généralement autour de 0,3 m³ par mètre cube d'eau et par heure.

Le dégraisseur élimine 80 % des graisses et 35 % de DCO ; on distingue des types de déshuileurs-dégraisseurs :

- Séparateur statique
- Déshuileur longitudinal
- Dégraisseur-déshuileur àère

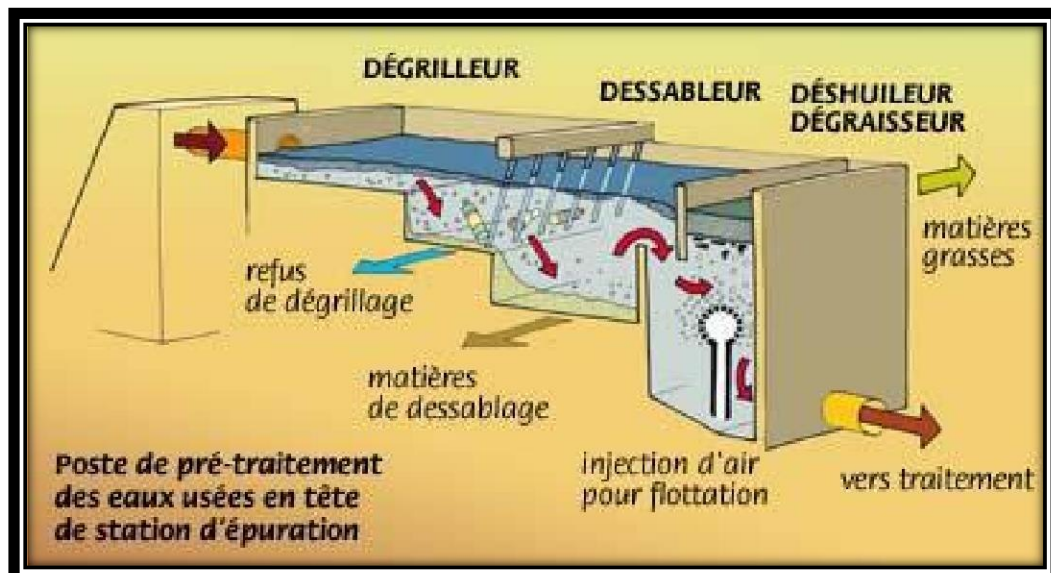


Figure III.1 : Graphique résumant le prétraitement. (Boumaaza, 2019/2020)

III.2.2 Traitement physico-chimique (traitement primaire) :

La première étape du traitement des eaux usées est incroyablement efficace pour éliminer la majorité des matières en suspension, mais elle ne suffit pas à garantir que la qualité des rejets respecte les normes environnementales. Ce processus s'appuie sur des méthodes physiques ou chimiques qui aident à faire tomber les particules en suspension, principalement grâce à la gravité. Cependant, certaines substances sont trop stables pour se déposer d'elles-mêmes. Dans ces situations, on ajoute des flocculants tel que les sels d'aluminium ou de fer, pour neutraliser les charges électrostatiques et favoriser leur agglomération. L'utilisation de polymères rend cette agglomération encore plus rapide en formant de gros floccs qui se déposent plus facilement. Pour les particules légères, on privilégie parfois la flottation.

Il existe plusieurs types de décanteurs :

III.2.2.1 Décanteurs statiques sans raclage :

Utilisés pour les petites stations (1000 à 2000 Eh). Le temps de séjour varie entre 1h30 à 2h au débit diurne. Le collecte des boues nécessite une pente de fond au moins égale à 60°.

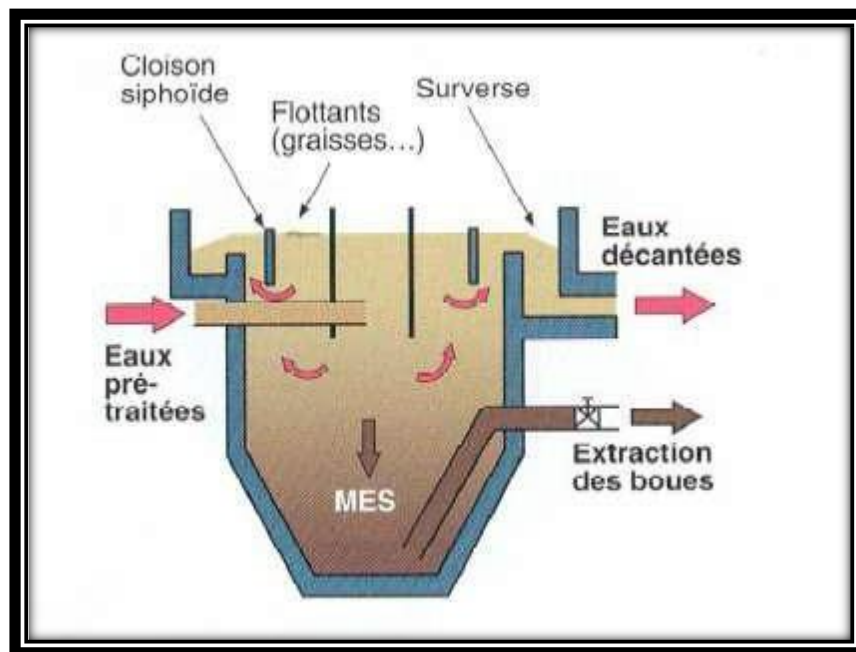


Figure III.2 : Représentation d'un décanteur statique sans raclage employé dans le traitement des eaux usées. (Boumaaza, 2019/2020)

III.2.2.2 Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :

Il existe plusieurs types :

III.2.2.2.1 Décanteurs circulaires :

Le raclage unit, attaché sur un cadre rotatif au tour de l'axe du bassin, peut être équipé d'une lame spirale singulière. Les boues sont entraînées vers une fosse centrale grâce à un système de raclage opérant sur une pente de 5 à 10 degrés. En parallèle, un racleur de surface guide les éléments flottants vers une écumeoire, ce qui facilite leur retour vers la fosse à boues. Pour assurer un fonctionnement optimal, ce type de décanteur doit fonctionner de manière régulière, car des variations de débit peuvent provoquer des turbulences susceptibles de faire remonter les boues en surface.

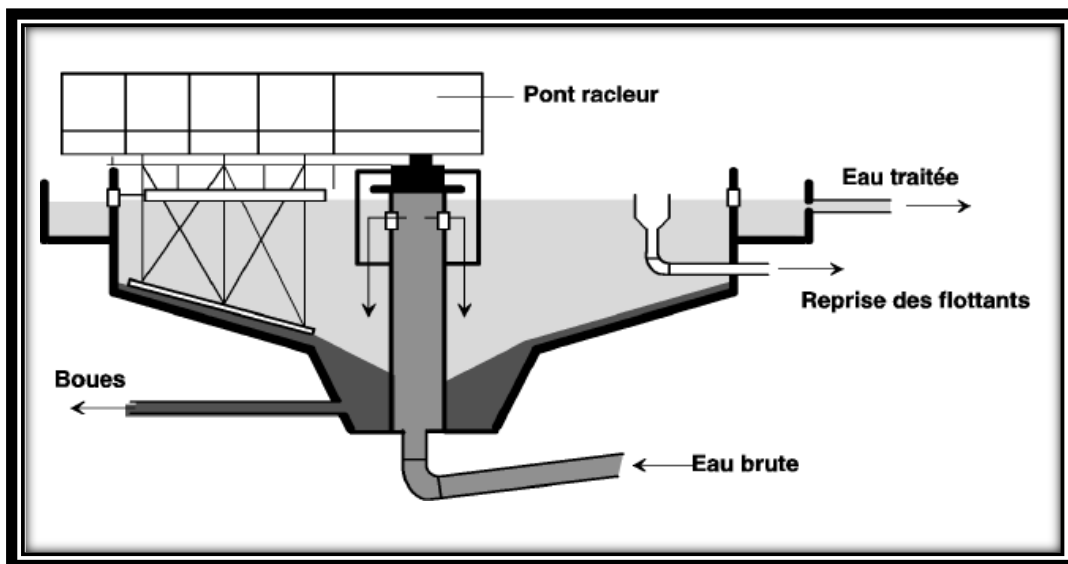


Figure III.3 : Schéma d'un Décanteurs circulaires. (Boumaaza, 2019/2020)

III.2.2.2.2 Décanteurs longitudinaux rectangulaires :

Les décanteurs à pont racleur fonctionnent selon un système de va-et-vient, assurant le raclage des boues par un mouvement à contre-courant. À l'inverse, les décanteurs à chaînes réalisent un raclage continu des boues et des éléments flottants au moyen de raclettes fixées sur deux chaînes sans fin parallèles qui tournent le long des parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs, le puits des boues est situé à l'entrée de l'eau sale.

III.2.2.2.3 Décantation lamellaire

Equipé de lamelles parallèles inclinées, ce qui favorise la surface de décantation et accélère le processus de sédimentation des particules.

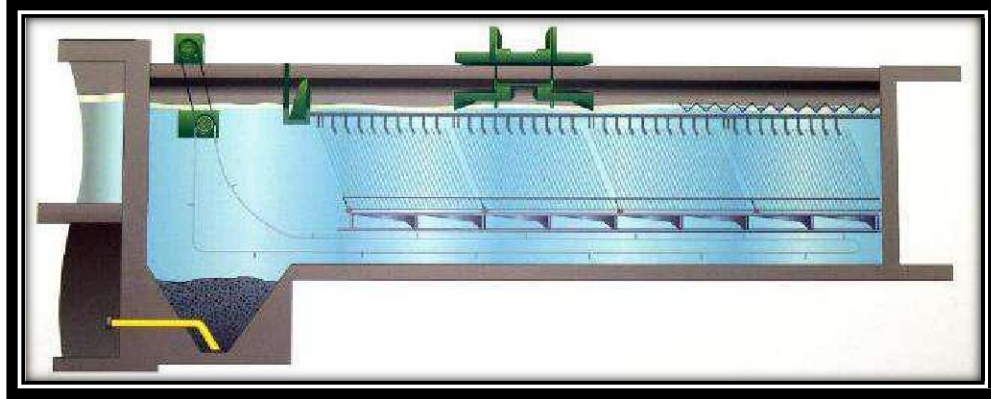


Figure III.4 : Représentation d'un Décanteurs lamellaire. (Libes, 20 mars 2024)

III.2.3 Traitement secondaire :

Le traitement secondaire élimine les polluantes biodégradable. On distingue les processus suivants :

III.2.3.1 Boues activées (cultures libres) :

Le procédé repose sur plusieurs éléments essentiels : un bassin d'aération où les eaux usées sont mises en contact avec la biomasse bactérienne responsable de l'épuration ; un clarificateur permettant la séparation de l'eau épurée et de la culture bactérienne ; un système de recirculation des boues qui renvoie les boues biologiques récupérées dans le clarificateur vers le bassin d'aération afin de maintenir une concentration microbienne stable et d'assurer une purification efficace ; un système de brassage favorisant le contact entre les micro-organismes et la matière organique, tout en empêchant la sédimentation et en optimisant la diffusion de l'oxygène ; enfin, un dispositif d'apport en oxygène destiné à alimenter la masse bactérienne en air.

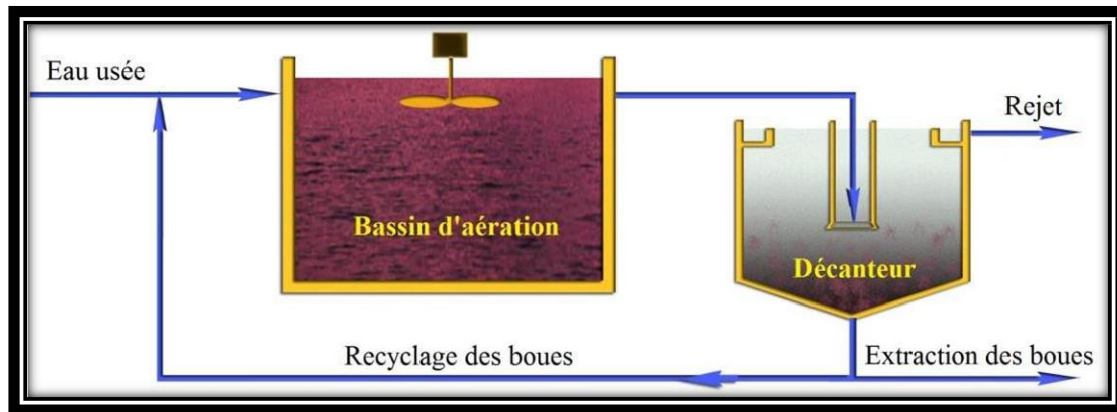


Figure III.5 : Plan d'un procédé à boues activées. (Boeglin, 1998)

III.2.3.2 Lit bactérien (Cultures fixée) :

Est un Cette épuration biologique par aérobie repose sur l'action biochimique de micro-organismes qui oxydent la matière organique en présence d'oxygène. Ces micro-organismes se fixent sur un support appelé garnissage, formant ainsi un biofilm.

L'eau utilisée, préalablement décantée ou finement filtrée, est étalée sur le garnissage afin de favoriser le contact avec le biofilm. Le temps de transit de l'eau dans le système est extrêmement court, généralement quelques minutes.

Un clarificateur est nécessaire en sortie pour séparer et récupérer les boues produites par l'activité bactérienne.

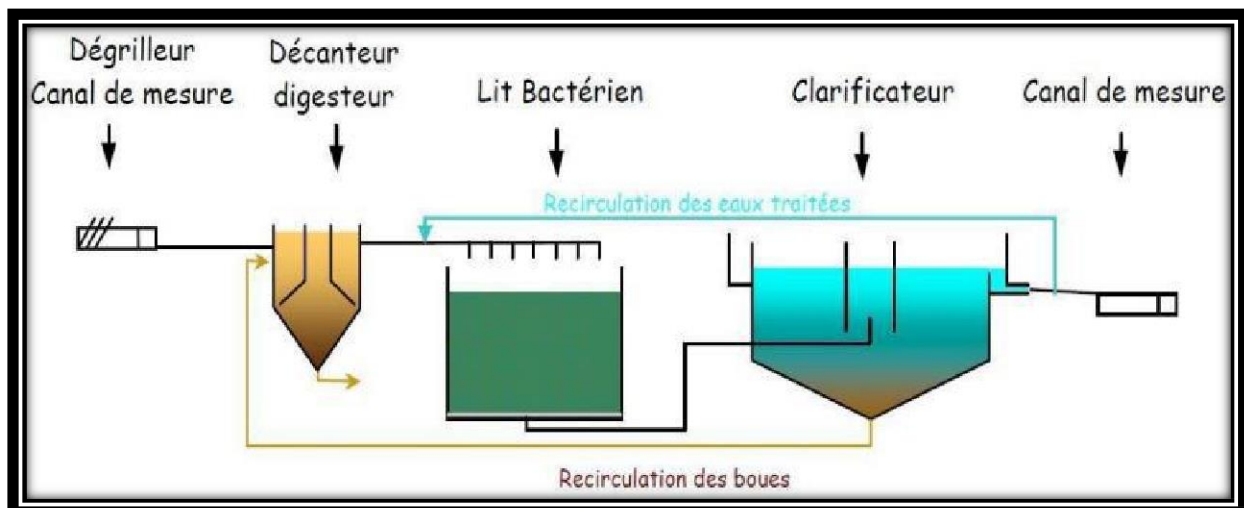


Figure III.6 : Schéma d'un processus à Lit bactérien. (Degremont, 2005)

III.2.3.3 Disque biologique (Cultures fixée) :

Ce système se compose d'une série de disques fixés autour d'un arbre métallique, partiellement immergé dans un canal où circule l'eau à traiter. Ce procédé est principalement employé pour le traitement des effluents dans de petites installations. Toutefois, il reste sensible aux variations de la qualité des charges polluantes de l'effluent, ce qui peut limiter son efficacité en cas de conditions fluctuantes. (Dhaouadi, 2008)

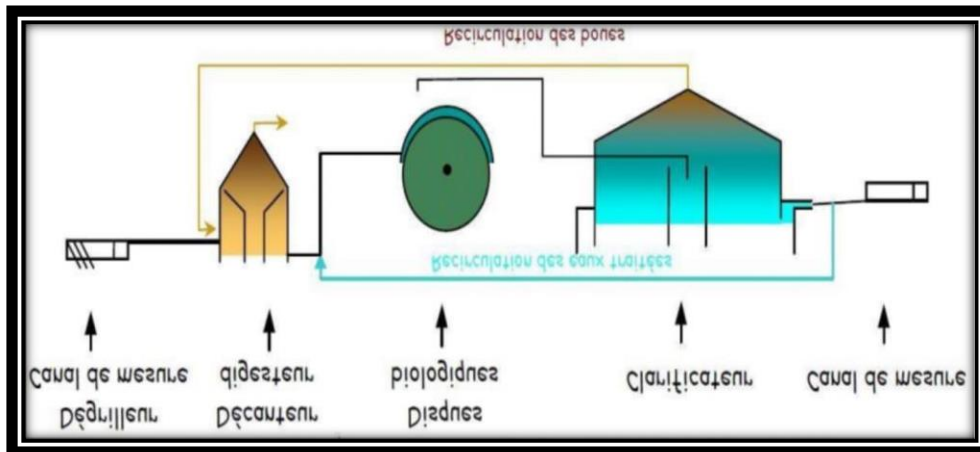


Figure III.7 : Figure d'un procédé à disque biologique. (Dhaouadi, 2008)

III.2.4 Traitement tertiaire :

Une étape complémentaire qui vise à éliminer les polluants qui ont survies les étapes de traitement précédents.

III.2.4.1 Elimination d'azote :

Ce processus vise à améliorer l'élimination de l'azote lorsque le traitement biologique est insuffisant pour atteindre les buts désirés. Il repose sur l'addition d'une étape spécifique de nitrification et/ou de dénitrification, avec éventuellement un apport externe de substrat carboné.

➤ Méthodes de Traitement :

- Nitrification : Se produit dans les bassins d'aération, où l'ammonium est oxydé en nitrate à l'aide des bactéries nitrifiantes.
- Dénitrification : dans les réservoirs d'anoxie, où les nitrates sont convertis en azote gazeux par des bactéries dénitrifiantes. Le processus nécessite une source de carbone organique, soit apporté par l'effluent, soit via un ajout extérieur si la DBO5 est trop petite.
- Le modèle Ludzack-Ettinger réalise une pré-dénitrification en amont de l'aération, en utilisant le carbone disponible dans l'effluent. Le nitrate produit en zone aérobie est recyclé vers la zone

anoxique pour y être dénitrifié, permettant ainsi d'obtenir une efficacité de traitement maximale tout en réduisant le coût d'ajout de carbone externe.

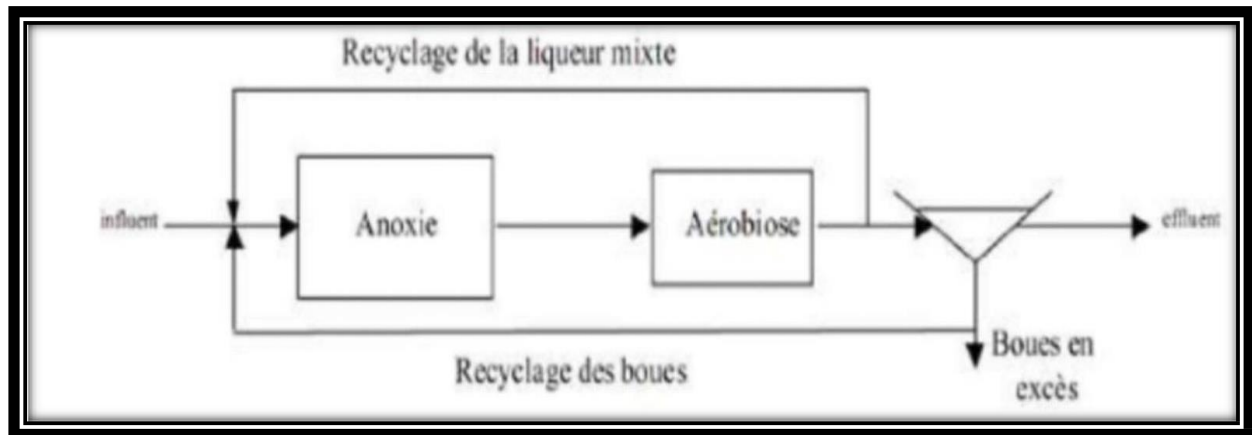


Figure III.5 : Diagramme illustrant la technique d'élimination des nitrates. (Libes, 20 mars 2024)

- Si la (DBO5) de l'effluent est trop faible, il est alors nécessaire d'ajout de carbone

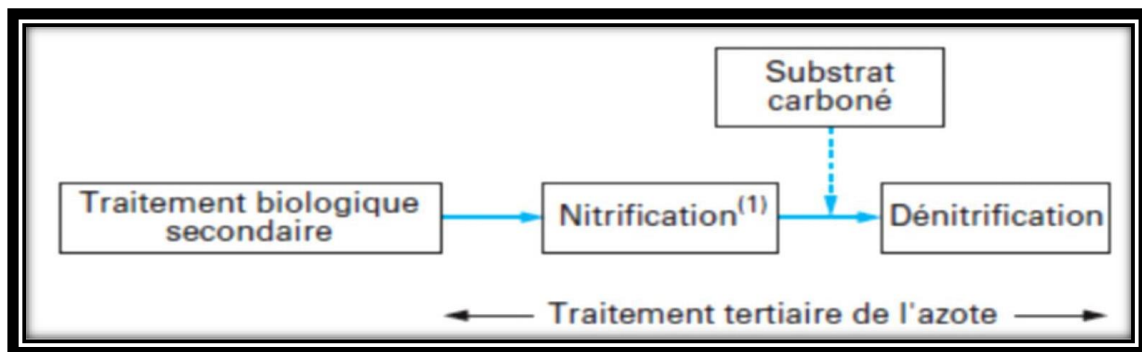


Figure III.8 : Schéma de la dénitrification avec faible DBO5. (Libes, 20 mars 2024)

III.2.4.2 La déphosphatation :

L'élimination du phosphore est faite à l'aide de procédés de déphosphatation, qui soient physico-chimiques ou biologiques.

La déphosphatation biologique : basé sur l'alternance des phases anaérobies et aérobies en cours de traitement secondaire. Il donne aux bactéries chargées d'assurer la rétention et le stockage du phosphore en excès. Mais il est moins efficace que la déphosphatation physico-chimique. (Rejsek, 2002)

La déphosphatation Physico-chimique : basé sur la précipitation du phosphore en présence de sels minéraux, comme le sulfate d'ammonium ou bien le chlorure ferrique. Le traitement peut être effectué directement dedans le bassin des boues activées en complément du traitement biologique, ou être appliqué comme traitement final. (Rodier, 1996)

III.2.4.3 La désinfection :

La désinfection a pour objectif de diminuer la concentration des micro-organismes pathogènes présents dans les effluents avant leur rejet dans le milieu naturel. Contrairement au traitement des eaux usées, qui impose généralement une absence totale de coliformes, les seuils réglementaires applicables aux eaux résiduaires urbaines (ERU) varient en fonction des caractéristiques du milieu récepteur et des exigences légales en vigueur.

On peut regrouper les procédés de traitement en deux grandes familles :

III.2.4.3.1 Les procédés extensifs :

Ces procédés comprennent des techniques telles que le lagunage ou l'infiltration-percolation, qui reposent sur la filtration des effluents au travers d'un milieu filtrant. Le lagunage permet d'éliminer efficacement les bactéries, en ne laissant subsister qu'un seul germe sur 1 000 à 10 000 présents initialement. L'infiltration-percolation, quant à elle, réduit ce nombre à environ un sur 100 à 1 000.

III.2.4.3.2 Les procédés physico-chimiques intensifs :

Cette catégorie inclut des méthodes comme la désinfection au chlore, à l'acide peracétique, aux ultraviolets (UV), à l'ozone, ainsi que la filtration par membranes (microfiltration ou ultrafiltration). Leur efficacité est directement liée aux doses appliquées, avec des réductions variantes généralement entre 4 et 6 unités logarithmiques. L'ultrafiltration (UF), en particulier, garantit une désinfection complète. **(Rodier, 1996)**

III.3 Le traitement des boues :

Les boues générées par les stations d'épuration sont principalement issues des matières solides qui échappent aux prétraitements et ne sont pas éliminées au cours des étapes de traitement des eaux. Elles résultent des opérations de dégradation et de séparation des polluants et se composent de matières organiques non dégradées, de substances minérales, de micro-organismes **(SADOWSKI.AG, 2002)**

Les boues produites par le traitement des eaux urbaines sont particulièrement riches en éléments nutritifs, notamment en phosphore et en azote, ce qui leur confère un potentiel fertilisant intéressant. La nature des boues à gérer dépend du procédé de traitement adopté par la station d'épuration, ce qui amène les collectivités à traiter des boues aux caractéristiques variées..

III.3.1 Épaississement des boues :

Les procédés d'épaississement des boues visent à diminuer leur volume en enlevant une partie de l'eau dont elles sont constituées, ce qui conduit à augmenter leur contenu en matière sèche. Les procédés simples à mettre en œuvre et peu énergivores sont particulièrement appropriés aux petites collectivités ou aux stations avec des ressources financières limitées. (Agence Nationale de Sécurité Sanitaire de l'Alimentation, 2012)

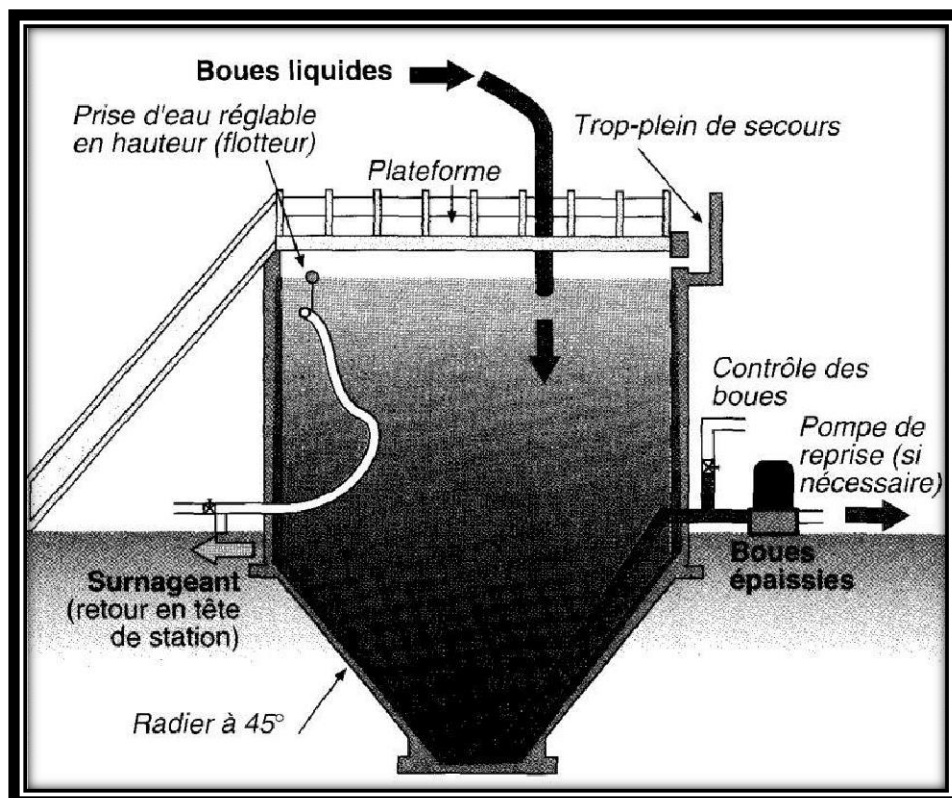


Figure III.9 : Illustration du fonctionnement d'un épaisseur. (SADOWSKI.AG, 2002)

III.3.2 Stabilisation et hygiénisation :

La stabilisation des boues a pour but de freiner leur dégradation, en limitant notamment les phénomènes de fermentation. Ce processus permet de diminuer les nuisances olfactives, les émissions de méthane, les risques de pollution liés aux infiltrations, la charge bactérienne ainsi que la demande en oxygène.

III.3.3 Déshydratation :

La déshydratation a pour objectif de réduire la teneur en eau des boues, permettant d'atteindre une siccité comprise entre 15 % et 40 %, en fonction du procédé de traitement appliqué, des caractéristiques des boues et de la technique mise en œuvre. Elle s'applique généralement à un mélange de boues

primaires, secondaires et, dans certains cas, tertiaires.

La déshydratation peut être effectuée selon deux principales méthodes :

III.3.3.1 Déshydratations naturelles :

Est réalisée soit par Lit planté des macrophytes soit par Lit planté des macrophytes.

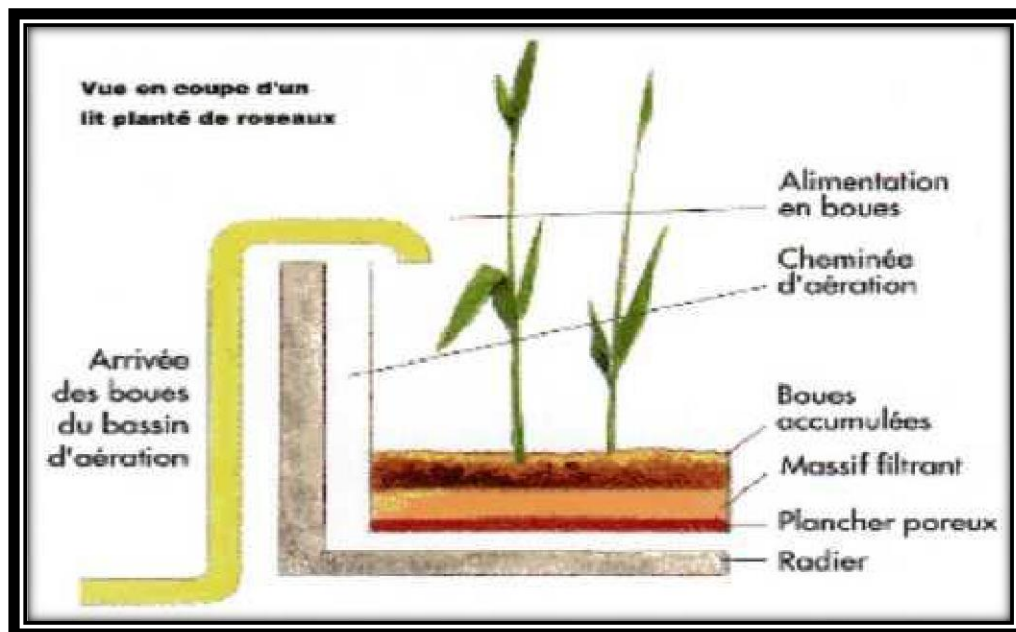


Figure III.10 : coupe d'un lit planté de macrophytes (SADOWSKIAG, 2002)

III.3.3.2 Déshydratations mécaniques :

Les mécanismes principaux de la déshydratation mécanique sont la filtration sous pression, la filtration sous vide et les filtres à bande.

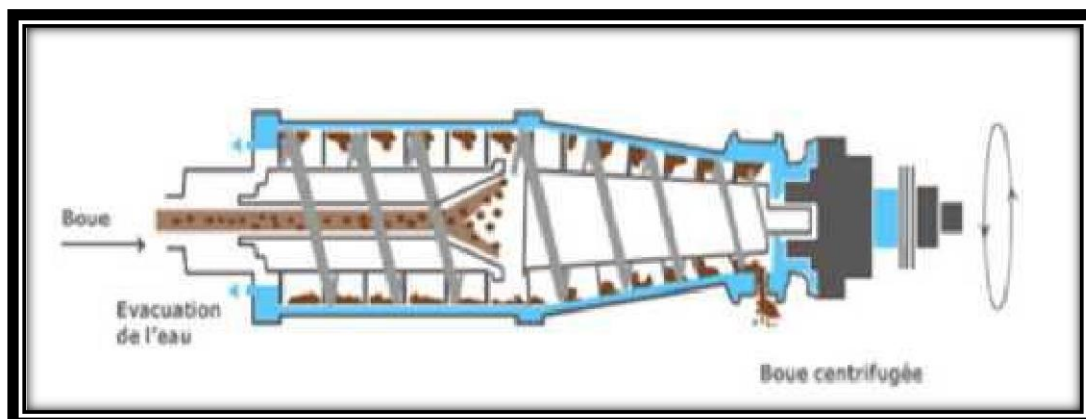


Figure III.11 : Technique de déshydratation sous pression réduite. (SADOWSKIAG, 2002)

III.4 Incinération des boues :

La gestion des boues soulève un véritable défi en termes d'évacuation. Trois principales solutions peuvent être envisagées :

III.4.1 Mise en décharge :

Il s'agit de déposer les boues stabilisées et déshydratées dans des centres de stockage. Toutefois, cette option n'est plus autorisée depuis 2002.

III.4.2 Valorisation agricole :

Les boues traitées peuvent être valorisées en agriculture en tant qu'amendement des sols. Elles sont utilisées sous forme liquide, solide ou après compostage, selon les besoins et les réglementations locales.

III.4.3 Incinération :

Les boues, notamment celles qui présentent un pouvoir calorifique suffisant après déshydratation, peuvent être éliminées par incinération. Ce procédé exige un traitement des fumées avant leur rejet dans l'atmosphère, en particulier lorsque celles-ci contiennent des poussières ou des polluants. Ce traitement s'effectue en plusieurs étapes, telles que le pré-cyclonage, le dépoussiérage électrostatique, le lavage des gaz et, parfois, l'oxydation catalytique. (SADOWSKI.AG, 2002)

III.5 Conclusion :

Le traitement des eaux usées vise à réduire de manière significative la charge polluante, tout en générant des sous-produits dont la gestion doit être assurée de façon adaptée. Le choix des procédés repose sur différents paramètres : la qualité des eaux brutes, les possibilités de réutilisation dans des secteurs variés (agriculture, industrie, etc.), et les caractéristiques du milieu récepteur. Une fois épurées conformément aux exigences réglementaires, les eaux peuvent être rejetées ou valorisées.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1 Introduction :

Après avoir présenté l'ensemble des données nécessaires dans le chapitre précédent, il est désormais possible d'aborder le dimensionnement de la station d'épuration.

Ce chapitre est dédié au calcul et à la conception des différents ouvrages mentionnés précédemment, pour les deux horizons de projection : 2035 et 2055.

IV.2 Calculs de base pour le dimensionnement :

Une étape cruciale d'un projet d'évaluation consiste à évaluer les propriétés et les débits des eaux utilisées pour le traitement. Ces données sont importantes pour le dimensionnement avec précision les différentes infrastructures de la station d'épuration.

IV.2.1 L'Estimation des besoins :

La conception d'une station d'épuration repose avant tout sur l'évaluation de sa capacité hydraulique de traitement. Cette capacité doit tenir compte des différents types de débits qui alimentent la station. On distingue notamment les débits liés à la consommation domestique, ceux provenant des équipements publics ou collectifs, les apports issus des activités industrielles, ainsi que les débits additionnels enregistrés lors des périodes de pluie.

IV.2.1.1 L'Estimation des besoins domestiques :

On a :

$$Q_{\text{moy j}} = N_{\text{hab}} \times \text{Dot}$$
$$Q_{\text{moy h}} = \frac{Q_{\text{j}}}{24}$$

Avec :

$Q_{\text{moy j}}$: La consommation moyen journalier (m³/j).

$Q_{\text{moy h}}$: La consommation moyen horaire (m³/h)

Dot : La dotation (L/j/habitant) 150 L/j/habitant (**DRE, 2024**)

N : La population (habitant).

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Les calculs ci-dessous :

Tableau IV.1 : Estimation du débit moyen domestique aux différents horizons d'études

	N (Habitant)	Dot (L/j/habitant)	Qj (L/j)	Qj (m3)	Qh (L/j)	Qh (m3)
2025	3418	150	512700	512.7	21362.5	21.4
2035	3890	150	583500	583.5	24312.5	24.3
2055	5036	150	755400	755.4	31475	31.5

IV.2.1.2 Les Besoins d'équipements :

Les calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 : Débit moyen des équipements

Établissements	Effectif / Capacité	Dotation	Débit (m³/j)
École primaire	1200 élèves	30 l/élève/j	36
Collège (CEM)	800 élèves	30 l/élève/j	24
Lycée	400 élèves	30 l/élève/j	12
CFPA	100 élèves	30 l/élève/j	3
Hôpital	35 lits	300 l/lit/j	10.5
Polyclinique	10 lits	300 l/lit/j	3
Mosquée	2200 fidèles	5 l/fidèle/j	11
Zaouïa	80 fidèles	5 l/fidèle/j	0.4
Salle de prière	200 fidèles	5 l/fidèle/j	1
Protection civile	30 agents	20 l/agent/j	0.6
Maison de jeune	180 personnes	40 l/personne/j	7.2
Stade	500 personnes	15 l/personne/j	10.5
Total			116.05 m³/j

Source : la mairie d'Amirra arres (W.Mila)

Remarque :

Dans le cadre de notre étude, et en l'absence de données précises sur les équipements futurs prévus dans la région à l'horizon 2055, il a été retenu, par hypothèse, une augmentation de 5 % du débit des équipements par rapport au débit calculé pour la situation actuelle (la mairie d'Amirra arres W.Mila).

Alors :

$$Q_{\text{moy.j équi}} (2055) = 116.05 * 1.05 = 121.8525 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

$$Q_{\text{moy.h équi}} (2055) = 4.835 * 1.05 = 5.077 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.2.1.3 Le Débits d'eaux industrielles :

Bougherdaine est un village rurale agricole donc il n'y a pas des industries.

IV.2.1.4 Calcule de besoin total :

On a :

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

Le débit moyen journalier totale (2025) = $512.7 + 116.05 = 628.75 \text{ (m}^3/\text{j)} = 26.198 \text{ (m}^3/\text{h)}$

Le débit moyen journalier totale (2035) = $583.5 + 116.05 = 699.55 \text{ (m}^3/\text{j)} = 29.148 \text{ (m}^3/\text{h)}$

Le débit moyen journalier totale (2055) = $755.4 + 121.85 = 877.25 \text{ (m}^3/\text{j)} = 36.552 \text{ (m}^3/\text{h)}$

IV.2.1.5 Calcule de débit des eaux usées évacue :

$$Q_{\text{rej}} = C_r * Q_{\text{moy.j tot}}$$

Avec :

C_r : coeffession de rejet varie entre 70% à 80% (on a pris 80%)

Q_{rej} : débit moyen journalier des eaux usée rejeté (m^3/j).

$Q_{\text{rej}} (2025) = 628.75 * 0,8 = 503 \text{ m}^3/\text{j} = 20.96 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{\text{rej}} (2035) = 699.55 * 0,8 = 559.64 \text{ m}^3/\text{j} = 23.32 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{\text{rej}} (2055) = 877.25 * 0,8 = 701.8 \text{ m}^3/\text{j} = 29.24 \text{ m}^3/\text{h}$

IV.2.1.6 Calcule de débit de pointe :

On distingue :

IV.2.1.6.1 Débit de temp sec :

Donné par :

$$Q_{\text{pts}} = K_p * Q_{\text{rej}}$$

$$K_p = \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{rej}}}} + 1.5 \quad \text{Si} \quad Q_{\text{rej}} \text{ supérieur à } 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si} \quad Q_{\text{rej}} \text{ inférieure } 2,8 \text{ l/s}$$

Dans notre cas :

- $K_p (2024) = 2.536$
- $K_p (2034) = 2.482$
- $K_p (2054) = 2.377$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.2.1.6.2 Débit de temp de pluie :

Donné par :

$$Q_{\text{ptp}} = (3 \text{ à } 5) * Q_{\text{pts}}$$

Les résultats sont présentés sous dessous :

Tableau IV.3 : Débit de pointe des eaux usées aux différents horizons d'études

Horizon	Qmoy.j (m³/j)	Kp	Qpts (m³/j)	Qpts (m³/h)	Qptp (m³/j)	Qptp (m³/h)
2025	503	2.536	1275.608	53.150	3826.824	159.451
2035	559.64	2.482	1389.026	57.876	4167.078	173.628
2055	701.8	2.377	1668.179	69.507	5004.537	208.522

IV.2.1.7 La Capacité de future station d'épuration :

Donné par :

$$N_{\text{eq.h}} = Q_{\text{moy.j}} / (\text{Dot} \times 0.8)$$

Les résultats sont présentés sous dessous :

Tableau IV.4 : le nombre d'équivalent habitants pour les différents horizons.

Horizon	2025	2035	2055
La capacité du futur STEP (m³/j)	503	559.64	701.8
Le nombre d'équivalent habitant (Eq/h)	4192	4664	5849

IV.2.2 L'Evaluation des charges polluantes :

La conception des ouvrages de traitement des eaux usées s'appuie sur une évaluation rigoureuse des charges polluantes, établie à partir des résultats des analyses effectuées.

IV.2.2.1 Présentation des analyses des eaux usées évacuées au STEP :

Sont affiché dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.5 : Les analyses des eaux usées arrivant au future STEP

Paramètres Analysés	Unité	Résultats
PH	/	7.8
Température de l'eau	C°	18.06
Conductivité	µs/cm	660
M.E.S	mg/l	462
DCO	mgO ₂ /l	591
DBO5	mgO ₂ /l	295
NTK	mg/l	82
NH4	Mg/NH ₄	30.15
NO3	mg/l	0.75
NO2	mg/l	0.08
Phosphore total	mg/l	8.46

Source : DRE : MILA, 2022

❖ La biodégradabilité :

Une eau usée brut du type domestique présente les caractéristiques suivantes

- $\frac{DCO_{moy}}{DBO5_{moy}} = 2$ inférieurs à 2,5

Les analyses montrent que le rejet présente une biodégradabilité élevée, avec un rapport inférieur ou égal à 2,5, ce qui confirme qu'il s'agit d'eaux usées domestiques facilement dégradables. Le pH est neutre, caractéristique d'un effluent d'origine domestique. Par ailleurs, les concentrations en huiles et en phosphore sont faibles, tandis que celle en azote est moyenne. Enfin, la teneur en matières en suspension (MES) reste relativement élevée.

IV.2.2.2 Calcule des charges polluantes :

Donné par :

$$L \left(\frac{Kg}{j} \right) = C * Q_{moy.j} * 10^{-3}$$

Les résultats sont présentés sous dessous :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.6 : Quantité des charges polluantes

	C (mg/l)	Qmoy.j (m³/j)	L (Kg/j)	C (mg/l)	Qmoy.j (m³/j)	L (Kg/j)	C (mg/l)	Qmoy.j (m³/j)	L (Kg/j)
	2025			2035			2055		
DBO₅	295	503	148.385	295	559.64	165.0938	295	701.8	207.031
DCO	591	503	297.273	591	559.64	330.74724	591	701.8	414.7638
MES	462	503	232.386	462	559.64	258.55368	462	701.8	324.2316
NTK	82	503	41.246	82	559.64	45.89048	82	701.8	57.5476
NH₄	30.15	503	15.16545	30.15	559.64	16.873146	30.15	701.8	21.15927
NO₃	0.75	503	0.37725	0.75	559.64	0.41973	0.75	701.8	0.52635
NO₂	0.08	503	0.04024	0.08	559.64	0.0447712	0.08	701.8	0.056144
P	8.46	503	4.25538	8.46	559.64	4.7345544	8.46	701.8	5.937228

IV.3 Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration :

On a les ouvrages suivants :

IV.3.1 Prétraitements :

IV.3.1.1 Dégrillage grossier et fin :

On a choisi une grille droite approprié pour les eaux usées urbain moins chargées, avec une profondeur de canal entre 0.5 et 1.8 m.

IV.3.1.1.1 La largeur de la grille :

Donnée par :

$$l = \frac{Q_{ptp} * \sin d}{h_{max} * V * (1 - \beta) * c}$$

Avec :

d : Angle d'inclinaison de la grille (75°)

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

h_{max} : Hauteur max vari de 0,15 à 1,5 m

c : Coefficient de colmatage de grille.

- Pour une grille manuelle, c ($0,1 < c < 0,3$)
- Pour une grille mécanique, c ($0,4 < c < 0,5$)

Pour notre dégrillage grossier on prend une hauteur de 0,9 m et pour le dégrillage fin on prend 0.6m.

O prend $C = 0.5$ (une grille mécanique)

Calcul de la Fraction de surface occupée par les barreaux :

$$\beta = d/(e + d)$$

Avec :

e est l'épaisseur des barreaux et d est l'espacement entre les barreaux

IV.3.1.1.2 La longueur mouillée :

$$L_o = \frac{H_{max}}{\sin d}$$

IV.3.1.1.3 La surface de passage de l'effluent :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{v_e * \beta * C}$$

Avec :

v_e : Vitesse de passage à travers la grille (m/s) elle varie de 0,6 à 1,4 m/s. (on prend 1 m/s)

IV.3.1.1.4 La longueur de la grille :

$$L = L_o + 0.5$$

IV.3.1.1.5 Calcul des pertes de charge :

Sont données par l'équation de Kirschmer.

$$\Delta h = \delta \times \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{v^2}{2 \times G} \times \sin(d)$$

Avec :

δ : Le coefficient de forme des barreaux on prend 1.79 pour un barreau de section circulaire

v : Vitesse d'écoulement dans la grille : (0,7 m/s - 1,0 m/s) on prend 0,78 m/s

Tableau IV.7 : Les valeurs de δ

Types des barreaux	δ
Surface rectangulaire	2,42
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

IV.3.1.1.6 Calcul des refus des grilles :

La quantité des déchets collectés par les grilles par habitant par an est estimée à :

- $V_{\text{ret}} = 5$ à 10 l/hab/an pour une grille fine.
- $V_{\text{ret}} = 2$ à 5 l/hab/an pour une grille grossière. (Salghi, 2009)

Le volume des déchets retenus est :

$$V_{\text{min}} = (n \cdot V_{\text{ret.min}} \cdot 10^{-3}) / 365$$

$$V_{\text{max}} = (n \cdot V_{\text{ret.max}} \cdot 10^{-3}) / 365$$

$$V_{\text{moy}} = (V_{\text{min}} + V_{\text{max}}) / 2$$

Avec :

n : Equivalent habitants

$V_{\text{ret.min}}$: le volume min retenu par la grille par habitant (m^3)

$V_{\text{ret.max}}$: le volume max retenu par la grille par habitant (m^3)

Les résultats sont présentés dans le tableau :

Tableau IV.8 : dimensionnement de dégrillage grossier et fin

Les paramètres	Dégrillage grossier		Dégrillage fin	
Horizon	2035	2055	2035	2055
Le débit de pointe à temps pluviale (m^3/s)	0.048	0.058	0.048	0.058
Espacement entre les barreaux (m)	0.02	0.02	0.01	0.01
Épaisseur des barreaux (m)	0.05	0.05	0.01	0.01

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

La Fraction de surface occupée par les barreaux β	0.29	0.29	0.5	0.5
Largeur de la grille (m)	1	1	1	1
La longueur mouillée de la grille (m)	0.83	0.83	0.5	0.5
La longueur de la grille (m)	1.33	1.33	1	1
La surface (m)	1.33	1.33	1	1
Les pertes de charge (m)	0.026	0.026	0.054	0.054
Les refus des grilles V_{max} (m³/j)	0.06	0.08	0.13	0.16
Les refus des grilles V_{min} (m³/j)	0.025	0.032	0.064	0.08
Les refus des grilles V_{moy} (m³/j)	0.043	0.056	0.097	0.12

Remarque :

La faible différence entre 2035 et 2055 justifie un dimensionnement direct pour 2055.

IV.3.1.2 Le Dessableur – déshuileur :

IV.3.1.2.1 Le Désableur :

Le Désableur de forme rectangulaire présente les caractéristiques suivantes :

- V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0.1 < V_e < 0.3$) (m/s) on prend 0.2 m/s
- V_s : la vitesse de sédimentation (vitesse est : $40 < V_s < 70$) (m³ /m² /h) on prend 60 (m³ /m² /h)
- $\frac{L}{H} = (10 - 15)$
- L : Longueur de bassin.
- H : Profondeur de bassin. H = (1 – 3) m on prend 2.5 m
- t_s : temps de séjours de l'eau dans le dessableur (entre 3 et 5 min). On prend 4 min

a) Le volume :

Donné par :

$$V = Q_{tp} * t_s$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

b) La surface horizontale :

Donné par :

$$Sh=V/H$$

c) La longueur :

Donné par :

$$L/H=10$$

d) Largeur :

Donné par :

$$L=Sh/L$$

IV.3.1.2.2 Le Déshuileur :

On distingue les caractéristiques suivantes :

- V_{asc} : vitesse ascensionnelle vari de 10 à 15 m/h on prend 15 m/h :
- t_s : temps de séjour de 8 à 15 min ; » (Eddy, 2002)

On prend :

- $t_s = 10$ min

a) Le volume :

Donné par :

$$V = Q_{ptp} \times t_s$$

b) La surface horizontale :

Donné par :

$$Sh=Q_{ptp}/V_{asc}$$

c) La Profondeur du bassin :

Donné par :

$$H=V/Sh$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

d) La largeur et la longueur :

La largeur est donnée par :

$$l = \sqrt{\frac{Sh}{2}}$$

Avec :

$L/l = (2 \text{ à } 5)$ on prend 4.5

L est la longueur du bassin.

e) La longueur :

Donné par :

$$L = \frac{Sh}{L}$$

f) Calcul les besoins en air :

La quantité d'air nécessaire à l'insufflation se situe généralement entre 1 et 1,5 m³ d'air par m³ d'eau traitée (**Eddy, 2002**)

Donné par :

$$Q_{\text{air}} = Q_{\text{ptp}} \times V_{\text{air}}$$

Avec :

V_{air} : La quantité d'air à insuffler, on prend 1.5 m³ d'air/ m³ d'eau.

Remarque :

Pour les eaux résiduaires urbaines (ERU), les étapes de dessablage et de déshuilage peuvent être réalisées dans un seul ouvrage, en optant pour celui offrant le plus grand volume, le déshuileur dans la majorité des cas car il a un temps de séjour plus que celui de dessableur.

IV.3.1.2.3 Calcul des quantités des matières éliminées par dessableur- déshuileur :

On a :

$$MES = 30\% MM + 70\% MVS$$

➤ Les matières minérales éliminées :

dessableur- déshuileur élimine un pourcentage de 70% des matières minérales totales

$$MMe = MM \times 0.7$$

➤ Les matières minérales à la sortie de dessableur- déshuileur :

$$MMs = MM - MMe$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

➤ **Les MES à la sortie de déssableur- déshuileur :**

$$\text{MESs} = \text{MMs} + \text{MVS}$$

➤ **Le DCO élimine par le déssableur- déshuileur :**

Le déssableur- déshuileur peut éliminer un pourcentage de 80% la de graisse sachant que cette dernière représente 35% de la DCO des eaux usées.

$$\text{DCOe} = 0,28 \times \text{DCO}$$

➤ **Le DCO à la sortie de déssableur- déshuileur :**

$$\text{DCOs} = \text{DCO} - \text{DCOe}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul :

Tableau IV.9 : Les résultats de dimensionnement d'un dessableur-déshuileur

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2035	2055
Le débit de pointe à temps pluviale (m³/j)	4167.078	5004.537
Le débit de pointe à temps pluviale (m³/h)	173.628	208.522
Le volume (m³)	28.94	34.75
Section horizontale (m²)	11.58	13.9
La profondeur (m)	2.5	2.5
La largeur (m)	2.4	2.6
La longueur (m)	10.8	11.7
Temps séjour Ts (min)	10	10
Le volume d'air à insuffler dans le déssableur (m³d'air/h)	260.442	312.783
La charge en MES à l'entrée de dessableur-déshuileur (Kg/j)	258.55368	324.2316
La charge en MVS contenues dans les MES (Kg/j)	180.9876	226.9621
La charge en MM contenues dans les MES (Kg/j)	77.566104	97.26948

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

La charge en MM éliminées (Kg/j)	54.296	68.0886
La charge en MM à la sortie de dessableur-déshuilleur (Kg/j)	23.27	29.18084
La charge en MES à la sortie de dessableur-déshuilleur (Kg/j)	204.257	256.143
La charge en DCO à l'entrée de dessableur-déshuilleur (Kg/j)	330.74724	414.7638
La charge en DCO éliminées (Kg/j)	92.6092	116.1339
La charge de DCO à la sortie de dessableur-déshuilleur (Kg/j)	238.138	298.6299

Remarque :

La faible différence entre 2035 et 2055 justifie un dimensionnement direct pour 2055.

IV.3.2 Le traitement secondaire :

Dans notre projet actuel, nous avons réalisé le dimensionnement du traitement biologique de la station d'épuration en étudiant deux variantes technologiques : le bassin d'aération (boues activées) et le lit bactérien. Il s'agit de comparer les deux solutions à la fois sur les plans technique et économique, pour recommander l'option la plus appropriée aux besoins de la commune et à l'analyse des contraintes du projet sachant que les deux ont approximativement les mêmes rendement d'élimination.

La sélection de ces deux processus repose sur leur efficacité dans le traitement des eaux usées domestiques, ainsi que sur leur utilisation courante dans les stations d'épuration de capacité moyenne.

IV.3.2.1 La première variante : Le bassin biologique :

IV.3.2.1.1 Le Rendement d'élimination :

Donné par :

$$R = \frac{DBO5_{entrée} - DBO5_{sortie}}{DBO5_{entrée}} \times 100 = 89.9 \%$$

La concentration à la sortie égale à 30 mg/l

Donc on est dans le cas de faible charge :

- Une charge massique : $0,1 < C_m < 0,25$ (Kg DBO5 / Kg MVS /j)
- On prend une charge massique : $C_m = 0,2$ Kg DBO5 / Kg MVS/j)
- Une charge volumique : $0,3 < C_v < 0,7$ (Kg DBO5/j/m³)

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

- On Prend une charge volumique : $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}/\text{m}^3$ (Satin, 1999)

IV.3.2.1.2 L'élimination des polluantes :

Les polluants éliminés sont les suivants :

a) L'élimination de (DBO₅) :

- La charge de (DBO₅) à l'entrée (L₀) :

$$L_0 = Q_{\text{moy } j} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{j}} \right) * C_0$$

- La charge de (DBO₅) à la sortie (L_f) :

$$L_f = C_f \times Q_{\text{moy } j} (\text{Kg}/\text{j})$$

Avec :

$$C_f = 30 \text{ mg/l}$$

- La charge de (DBO₅) éliminée (L_e) :

$$L_e = L_0 - L_f (\text{Kg}/\text{j})$$

Les calculs sont présentés dans le tableau sous dessous :

Tableau IV.10 : Les résultats de Les charges polluantes (DBO₅)

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2035	2055
La charge polluante à l'entrée (Kg/j)	165.0938	207.031
La charge polluante à la sortie (Kg/j)	16.79	21.06
La charge polluante éliminée (Kg/j)	148.3	185.98

b) L'élimination d'azote :

1 - Nitrification :

L'azote à nitrifier est donné par :

$$N \text{ à nitrifier} = NTK_{\text{entrée}} - N_{\text{opr}} - N_{\text{ass}} - NH_4 \text{ rejet (kg/j)}$$

Avec :

N_{opr} : l'azote piégée dans les boues (kg/j).

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

NTKentrée : charge d'azote kjeldahl apportée par l'eau brute (kg/j).

Nosr : masse d'azote organique rejeté (kg/j) .

Nosr = Nopr = 2% du NTK entrée (kg/j).

Nass : masse d'azote assimilée par les bactéries =5% du flux de DBO5 entrant (kg/j).

NH4 rejet : l'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée (kg/j).

2 - Dénitrification :

On a :

$$N \text{ à dénitrifier} = N \text{ à nitrifier} - NO_3 \text{ rejet (kg/j)}$$

Avec :

N NO3 rejet : charge d'azote nitrique rejetée avec l'eau épurée, d'une concentration de 30 mg/L

c) La quantité et la concentration des boues dans le bassin :

Est donnée par :

$$X_a = C_{MVS} \times V_{\text{bassin biologique}} = \frac{\text{charge journalière en DBO}_5}{C_m}$$

Et

$$C_{MVS} = \frac{\text{charge journalière en DBO}_5}{C_m \times V_{\text{bassin biologique}}}$$

Note : Concentration de boues dans le bassin [X_a] (g/l) est égal à la masse des boues dans le bassin divisé sur le volume de bassin biologique

Les calculs sont présentés sous dessous :

Tableau IV.11 : Les résultats d'élimination de nitrate

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2035	2055
Les boues (MVS) dans le bassin		
La masse de boues dans le bassin (X_a) (kg/j)	825.469	1035.155
Concentration de boues dans le bassin [X_a] (g/l)	2.5	2.5
Masse d'azote à nitrifier		
NTK entrée (kg/j)	45.89	57.55

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

N opr (kg/j)	0.92	1.15
N assimilé (kg/j)	7.42	9.3
N NH4 rejet (kg/j)	16.79	21.054
N à nitrifier (kg/j)	20.76	26.046
Masse d'azote à dénitrifier		
N NO 3 rejet (kg/j)	5.6	7.018
N à dénitrifier (kg/j)	15.16	19.028

IV.3.2.1.3 Dimensionnement du bassin biologique :

a) Le volume du bassin biologique :

Donné par :

$$V=L_0/cv$$

Avec :

cv : Charge volumique (kg DBO5/ m³.j).

L₀ : Charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO5/j).

b) Le volume utile :

Donné par :

$$V_u=V/N$$

Avec :

N : nombre des bassins 2

c) La Surface horizontale du bassin :

Donné par :

$$Sh=V/H$$

Avec :

H : La hauteur du bassin (Elle varie entre 3 et 5 m) On prend : H = 4 m

d) La surface utile :

Donné par :

$$Sh_u=Sh/N$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

e) La longueur :

$$L=l*2$$

$$Shu=L*l$$

Alors :

$$L = \sqrt{2 * Shu}$$

f) La largeur :

Donné par :

$$l=L/2$$

g) Calcul du temps de séjour :

On a le temps de séjour pour les débits suivants :

➤ Débit moyen horaire :

$$Ts = \frac{Vu}{Q_{moy. h}}$$

➤ Débit de pointe par temps sec :

$$Ts = \frac{Vu}{Q_{pts}}$$

➤ Débit de pointe en temps de pluie :

$$Ts = \frac{Vu}{Q_{ptp}}$$

IV.3.2.1.4 Dimensionnement du bassin d'anoxie :

a) Le volume du bassin :

Le calcul du volume du bassin est effectué à partir de la relation suivante :

$$V = \frac{N_{\text{à nitrifier}} * 1000}{V_a * [MVS] * 24}$$

Tel que :

[MVS] : concentration des boues activées dans le bassin en (kg/m³). Est égal à la masse des boues dans le bassin divisé sur le volume de bassin biologique

V_a : cinétique de dénitrification ; V_a = 2,7 (g de N NO₃ /Kg de MVS/h) (**Satin, 1999**)

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

b) Le volume utile :

Donné par :

$$V_u = V/N$$

c) La surface horizontale du bassin :

Donné par :

$$S_h = V/H$$

Avec :

$$H = 4 \text{ m}$$

d) La surface utile :

Donné par :

$$S_{hu} = S_h/N$$

e) La largeur :

La largeur du Bassin biologique est identique à la largeur du bassin d'anoxie

f) La longueur :

On a :

$$S_{hu} = l * L$$

Alors :

$$L = S_{hu}/l$$

IV.3.2.1.5 Dimensionnement du bassin d'aération :

On a :

a) Le volume du bassin d'aération :

Est donné par la relation suivante :

$$V_{\text{bassin d'aération}} = V_{\text{bassin biologique}} - V_{\text{bassin anoxie}}$$

b) Le volume utile :

Donné par :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$$V_u = V/N$$

c) La Surface horizontale du bassin :

Donné par :

$$Sh = V/H$$

Avec :

$$H = 4 \text{ m}$$

d) La surface utile :

Donné par :

$$Sh_u = Sh/N$$

a) La largeur :

La largeur du Bassin biologique est identique à la largeur du bassin d'aération

b) La longueur :

On a :

$$Sh_u = l * L$$

Alors :

$$L = Sh_u/l$$

IV.3.2.1.6 Dimensionnement de la zone de dégazage :

Le dégazeur, positionné en amont du décanteur, est un composant crucial pour éliminer les bulles présentes dans le mélange eau/boue. Ces bulles sont principalement générées par la formation de gaz lors des réactions en aérobie ou anoxie, en particulier avec la présence d'azote gazeux. L'objectif du dégazeur est d'assurer le bon fonctionnement du décanteur, en évitant toute remontée non désirée de boues dans le clarificateur. **(Bourrier, 2010)**

Une zone de dégazage (de type circulaire) a été conçue pour chaque bassin biologique, positionnée en aval. Cette zone est spécialement conçue pour gérer les débits de pointe, avec une charge hydraulique de 40 m³/m²/h au débit de pointe. Elle prend en compte la totalité des débits qui y transitent, y compris les eaux usées et le débit de recirculation des boues.

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

La surface (notée $S_{\text{dégazeur}}$) et le volume de la zone de dégazage (noté $V_{\text{dégazeur}}$) sont déterminés par les formules suivantes. (Sadowski A. , 2002)

a) Surface du dégazeur :

Donnée par :

$$S_{\text{dég}} = Q_{\text{ptp}} / ch$$

b) Volume du dégazeur :

Donnée par :

$$V_{\text{dégseur}} = S_{\text{dégazeur}} * ts$$

Avec :

ts : Temps de séjour dans la zone de dégazage (estimé à 2.5 min) (Pronost, Pronost, R, Deplat, L, Malrieu, J, & Berland, J.-M., 2002)

Remarque :

A l'horizon 2055, nous conservons les 2 bassins biologiques créés en 2035 et nous construisons un bassin d'extension additionnel dont le volume est calculé comme suit :

Le volume utile du bassin d'extension = Le volume du bassin (A l'horizon 2055) - Le volume du bassin (A l'horizon 2035)

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Les résultats de dimensionnement de répartition du Bassin biologique

Les paramètres	Résultats		
Horizon	2035	2055	
			Extension
Bassin biologique			
Rendement d'élimination (%)	89.83	/	89.83
Le volume du bassin (m ³)	330.188	414.062	83.874
Le volume utile (m ³)	165.094	/	83.874
La hauteur du bassin (m)	4	/	4
Surface horizontale (m ²)	82.55	/	20.97
La surface utile (m ²)	41.27	/	20.97
La largeur (m)	4.54	/	3.24
La longueur (m)	9.09	/	6.48

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

temps de séjour Pour Q_{moy} h (h)	7.1	/	3.6
temps de séjour Pour Q_{ptp} (h)	0.95	/	0.48
temps de séjour Pour Q_{pts} (h)	2.85	/	1.45
Bassin d'anoxie			
Le volume du bassin (m3)	128.148	160.78	32.632
Temps de séjour Pour Q_{moy} h	5.49	/	5.5
Le volume utile (m3)	64.074	/	16.316
La hauteur du bassin (m)	4	/	4
Surface horizontale (m2)	32.037	/	8.158
La surface utile (m2)	16.0185	/	8.158
La largeur (m)	4.54	/	3.24
La longueur (m)	3.53	/	2.52
Le bassin d'aération			
Le volume du bassin (m3)	202.04	253.282	51.242
Le volume utile (m3)	101.02	/	51.242
La hauteur du bassin (m)	4	/	4
Surface horizontale (m2)	50.51	/	12.81
La surface utile (m2)	25.26	/	12.81
La largeur (m)	4.54	/	3.24
La longueur (m)	5.56	/	3.95
La zone de dégazage			
Charge hydraulique (CH) (m3/m2/h)	40	40	40
Q_{ptp} (m ³ /j)	4167.078	5004.537	837.5
Surface horizontale (m2)	4.34	/	0.87
Surface utile (m2)	2.17	/	0.87
Hauteur (m)	4	/	4
Volume du dégazeur (m3)	8.68	/	3.48
La diamètre (m)	1.66	/	1.05

IV.3.2.2 La deuxième variante : Le lit bactérien

IV.3.2.2.1 Principe de traitement par lit bactérien :

À la différence des procédés où la biomasse bactérienne est en suspension dans l'eau, les lits bactériens sont fondés sur la croissance de micro-organismes attachés à un support inerte, appelé garnissage, qui peut être réalisé à partir de matériaux plastiques ou de cailloux.

Bactéries formées sous forme d'un biofilm, une couche épaisse biologique qui s'adhère à la surface du support et se forme dans ses porosités. Les eaux usées sont mesurées après un prétraitement simple et transportées vers le sommet du lit bactérien. Un bras rotatif procure une distribution homogène des effluents sur la surface entière du lit. L'eau ruisselle à la suite puis par gravité à travers les interstices du garnissage.

Les micro-organismes présents dans le biofilm dégradent la pollution organique (carbonée) et, dans une certaine mesure, azotée. L'apport d'oxygène est assuré naturellement par la circulation de l'air dans la masse filtrante, ce qui contribue au maintien de l'activité biologique.

La dernière étape du traitement implique une décantation dans un clarificateur, au cours de laquelle les dernières matières solides sont séparées. Quelque partie de l'eau clarifiée peut être recyclée en amont du système, ce qui permet d'optimiser le fonctionnement global. Cette dernière étape peut varier en fonction des configurations du système. (Ennaou, 2010).

IV.3.2.2.2 Réalisation des lits bactérien :

Les lits bactériens sont généralement circulaires avec des diamètres allant de quelque m à dizaines de m. La réalisation des lits bactériens est basée sur trois paramètres importants :

- Choix de matériaux
- La répartition d'effluent
- L'utilisation de recyclage. (Gaid, 1984)

a) Choix du type de garnissage :

Il doit permettre de satisfaire à certaines conditions physiques qui sont les suivantes :

- Voir une grande résistance mécanique à l'attrition
- Avoir une faible densité pour réduire les efforts sur le plancher supportant le matériau
- Avoir une faible densité pour réduire les efforts sur le plancher supportant le matériau [09].

Le garnissage du lit bactérien peut être :

- **Plastique** : disque, plastique en vrac, anneaux ou toutes formes en PVC ou PE. La surface développée est de 150 à 200 m² /m³ avec un indice de vide de 90 %.

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

- **Traditionnel** : pouzzolane
- **Cailloux** : (40 – 80 mm), briques creuses, terre cuite, gravier (80 - 120 mm).

Nous avons adopté la brique concassée comme matériau garnissage dû à sa position, à son prix abordable et à sa nature poreuse et mécanique qui améliore le développement du biofilm. Elle est donc une solution durable et économique par rapport aux matériaux en plastique.

b) Choix du type de lit bactérien :

Les conditions de charge faible du lit bactérien ont été retenues d'une part pour sa simplicité de mise en œuvre, son rendement épuratoire élevé (>90 % de réduction de DBO₅) et sa résistance à la charge et, d'autre part, il est adapté aux petites collectivités. En effet, le lit à faible charge permet de traiter les eaux usées domestiques à charge organique modérée (0,2–0,4 kg DBO₅/m³·j) à l'aide de matériaux de remplissage locaux comme de la brique concassée.

c) Calcul du volume du garnissage (V) :

Donné par :

$$V = \frac{Q \cdot CDBO}{LDBO}$$

Avec :

LDBO : Charge organique appliqué=0,3 kg DBO₅/m³. J (valeur de conception typique pour lit à faible charge).

Q : débit moyenne journalier de l'effluent à traiter [m³/j]

V : volume de garnissage [m³]

CDBO : concentration en DBO₅ à éliminer [mg/l]. **(SARDIN & Michel ROUSTAN, 1998)**

d) Calcul de la surface du lit (A) et de sa hauteur (H) :

Étant donné que le matériau retenu est un garnissage avec briques concassées, une hauteur de 2.5 m a été adoptée. Cette valeur est inférieure à la hauteur des lits à garnissage plastique (4m jusqu'à 8m).

(RACAULT & F. SEURET, 2004)

Donné par :

$$A = \frac{V}{H}$$

Avec :

A : surface du lit (m²)

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

V : volume du garnissage (m³)

H : hauteur du lit = 2.5 m

e) Calcul de la charge hydraulique superficielle (CH) :

Donné par :

$$CH = \frac{Q}{A}$$

Avec :

Q : débit de l'effluent à traiter [m³/j]

A : la surface en m²

Les valeurs de charges hydrauliques pour les systèmes de traitement par lits à faible charge sont typiquement comprises entre 1,0 et 3,0 m³/m².

La recirculation n'a pas été intégrée dans le calcul de la charge hydraulique superficielle (CH) car le système était conçu pour fonctionner en faible charge sans recirculation ; Dans le cas de lits de faible à moyenne charge, et notamment de garnissages traditionnels (briques), on ne recirculera souvent pas pour simplifier le fonctionnement, et limiter les besoins en pompage et entretien. **(Cemagref, 2004)**

f) Prévoir la ventilation naturelle :

La ventilation du lit bactérien a été effectuée naturellement, sans apport d'air supplémentaire apporté mécaniquement, conformément aux bonnes pratiques techniques préconisées pour les lits à garnissage traditionnel. La granulométrie du matériau (10–25 mm) permet d'assurer une circulation d'air correcte à l'intérieur des vides du massif et des ouvertures latérales d'aération se retrouvent en périphérie de l'ouvrage. Ce système de ventilation naturelle, est limité pour une hauteur de lit à 2,5 m maximum, garantissant ainsi un apport d'oxygène suffisant à l'égard du bon fonctionnement strictement aérobie du biofilm. **(Bechac, 1987)**

g) Conception du système de distribution :

La répartition des eaux usées est réalisée grâce à un système gravitaire ou avec pompage si nécessaire de type sprinkler, comprenant un bras rotatif perforé au centre du lit pour garantir une répartition homogène de l'effluent à travers l'ensemble de la surface du garnissage, favorisant ainsi le contact et le mouillage du biofilm et du lit (garnissage) de façon pérenne. En effet, ce système de fonctionnement simple, autonome et sans énergie mécanique est particulièrement adapté aux installations de petite taille ou de type rural. **(SARDIN & Michel ROUSTAN, 1998).**

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Principes de fonctionnement du sprinkler rotatif :

- Il contient 2 à 4 bras perforés selon la taille du lit.
- Il est alimenté en continu à partir d'un bassin tampon ou directement de l'eau sortant de prétraitement.
- Il distribue l'eau de manière cyclique et régulière. **(Degremont S. , 2002)**

1 - Débit horaire total à distribuer :

Donné par :

$$Q_h = \frac{Q}{24}$$

Avec :

Q : le débit moyenne journalier (m³/j)

Q_h : le débit horaire (m³/h)

2 - Vitesse d'arrosage :

Donné par :

$$V = \frac{Q_h}{A}$$

Avec :

V : la vitesse d'arrosage (m/h)

3 - Vitesse de rotation du bras :

Durée de rotation recommandée : entre 5 et 10 minutes/tour

On prend ici : 1 tour = 8 min

Nombre de tours par heure donné par :

$$n = \frac{60}{8}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

4 - Longueur du bras et vitesse en bout :

Vitesse angulaire :

Donné par :

$$\omega = \frac{2\pi \cdot n}{60}$$

Avec :

ω : vitesse angulaire (rad/min)

n : nombre de tour par heure

Vitesse linéaire en bout :

Donné par :

$$v = \omega \cdot R$$

Avec :

v : Vitesse linéaire en bout (m/min)

R : Rayon du lit

5 - Dimensionnement hydraulique du bras :

Le bras doit être creux, léger, et résistant à la pression (~1 à 2 bars) ; le diamètre intérieur est retenu pour que la vitesse d'écoulement reste entre 1 et 2 m/s

Prenons 2 bras, débit par bras est donné par :

$$Q_{\text{bras}} = \frac{Qh}{2}$$

La surface du bras est donnée par :

$$S = \frac{Q_{\text{bras}}}{v}$$

Avec :

v : vitesse d'écoulement reste entre 1 et 2 m/s (on prend 1.5 m/s)

Les résultats de dimensionnement sont présenté dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.15 : Les résultats de dimensionnement de lit bactérien.

Les paramètres	Les horizons	
Horizon	2035	2055
Lit bactérien		
Rendement d'élimination (%)	89.83	89.83
Volume du garnissage (V)	494.37	619.93
Hauteur de garnissage (m)	2.5	2.5
Surface de lit (m²)	197.75	247,97
Charge hydraulique (m³/m². j)	2.83	2,83
Diamètre (m)	15.86	17,78
Rayon (m)	7,93	8.89
Débit horaire total à distribuer (m³/h)	23,32	29.24
Vitesse d'arrosage (m/h)	0.118	0.118
Vitesse de rotation du bras (tour/heure)	7.5	7.5
Vitesse angulaire (rad/min)	0,785	0.785
Vitesse linéaire en bout (m/min)	6.22	6.98
Débit par bras (m³/h)	11,66	14,62
Surface de bras (m²)	0,00216	0.00271
diameter interior du bras (mm)	52.4	59

Remarque :

Les dimensions des lits bactériennes en 2035 et en 2055 sont proche donc nous construisons notre lit bactérien avec les dimensions de 2055.

IV.3.2.2.3 Les besoins en oxygène :

Il fallait de générer suffisamment d'air pour un meilleur rendement de décomposition des matières polluants.

a) Le besoin théorique en O₂ :

Donné par :

$$q_{O_2} = a' \times Le + b' \times X_a + 4,57 \times N_{nit} - 2,85 \times N_{dénit}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Avec :

Le : La quantité DBO5 éliminer (Kg/j) dans le bassin d'aération.

Xa : quantité de MVS présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)

a' : La quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation de 1 Kg de DBO5 (Voir Tableau IV.15)

b' : La quantité d'oxygène nécessaire à la respiration endogène de 1Kg de MVS de boues par jour (Voir Tableau IV.15).

Tableau IV.13 : Les valeurs moyennes des paramètres a' et b'

	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
a'(KgO2/kgDBO5)	0.52	0.57	0.60	0.64
b'(KgO2/kgDBO5)	0.11	0.08	0.07	0.07

On prend :

Les valeurs de a' et b' pour Faible charge a'= 0.60 et b'= 0.07

- La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2/24} = \frac{q_{O_2}/j}{24} \text{ (Kg O}_2\text{/h)}$$

- La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin :

$$q_{O_2/m^3.j} = \frac{q_{O_2}/j}{V} \text{ (Kg O}_2\text{/m}^3\text{ j)}$$

- La quantité d'oxygène nécessaire en temps diurne (td=16h) :

$$q_{O_2p} = \left(\frac{a' L_e}{T_d}\right) + \left(\frac{b' X_a}{24}\right) \text{ (Kg O}_2\text{/h)}$$

b) Le besoin réel en pointe en oxygène :

La transition des conditions théoriques aux conditions réelles est réelle nécessitent des coefficients correcteurs.

Donné par :

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \times \beta} \text{ (kg O}_2\text{/h)}$$

Avec :

$\beta = \alpha = 0,8$ (Degremont S. , 2002)

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.2.2.4 Calcul des caractéristiques de l'aérateur :

Dans un bassin d'aération, le moyen généralement le plus utilisé pour assurer l'oxygénation nécessaire au métabolisme des micro-organismes travaillant à l'épuration des eaux usées est l'aération mécanique de surface. Ces dispositifs génèrent des bulles d'air, qui se diffusent dans l'eau et ont pour effet d'augmenter ainsi la concentration d'oxygène dissous.

a) Calcul de la puissance de l'aérateur (E_n) :

On va construire le bassin d'aération en utilisant des aérateurs mécaniques de surface, dont l'apport spécifique en oxygène varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/KWh. (**Degremont S. , 2002**)

La puissance de l'aération nécessaire est donnée par :

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

Avec :

E_n : puissance de l'aérateur nécessaire (kg O₂/ kwh)

q_{O_2} : besoin réel en O₂ de pointe (kg/h)

E_a : quantité d'oxygène par unité de puissance ; $E_a = 2$ kg O₂/kwh

b) La puissance de brassage :

La puissance spécifique absorbée P_a pour les aérateurs de surface est $P_a = 80$ W/m² (**Degremont S. , 2002**)

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h \times P_a$$

Avec :

S_h : la surface horizontale du bassin d'aération

P_a : puissance spécifique absorbée $P_a = 80$ W/m²

c) Calcul de nombre d'aérateur dans le bassin d'aération :

Donné par :

$$N_a = \frac{E_n}{E_b}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Les résultats sont sous dessous :

Tableau IV.14 : Les résultats de dimensionnement de Système d'aération

Besoin en oxygène		
Horizon	2035	2055
Besoins théoriques en O ₂ (m ³ /j)	198.43	248.85
Besoins horaires en oxygène (m ³ /h)	8.27	10.37
Quantité d'oxygène nécessaire par m ³ du bassin (m ³)	1.94	1.83
Besoin d'oxygène nécessaire en temps diurne (m ³ /j)	7.97	8.98
Besoin réel en pointe en oxygène (m ³ /j)	12.45	14.03
Système d'aération		
Puissance de l'aération nécessaire (KW)	6.225	7.015
Puissance de brassage (KW)	1.63	2.18
Nombre d'aérateurs	4	4

IV.3.2.3 Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) :

On opte pour un décanteur de type circulaire avec un pont racleur constitué d'une partie haute et d'une partie basse dans le bassin. Les boues sont dirigées vers le puisard, à partir duquel elles sont aspirées pour recyclage, et le surplus est évacué.

Le temps de séjour dans le décanteur est de 1,5 à 2 heures

Hauteur du décanteur $H = (3 \div 5)$ m. **(Satin, 1999)**

On Prend :

$H = 3$ m

$t_s = 1.8$ h

IV.3.2.3.1 Le volume :

Donné par :

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

IV.3.2.3.2 Le volume utile :

Donné par :

$$V_u = V/n$$

Avec :

n : nombre des décanteurs secondaire 2

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.2.3.3 La surface horizontale du décanteur :

Donné par :

$$Sh = Q_{tp} / V_{asc}$$

Avec :

Vasc : vitesse ascensionnelle égale à de 1.2 m/h (**Degremont S. , 2002**)

IV.3.2.3.4 La surface utile :

Donné par :

$$Sh_u = Sh / n$$

IV.3.2.3.5 Calcul de rayon :

Donné par :

$$R = \sqrt{\frac{Sh_u}{\pi}}$$

Les calculs sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.15 : Les résultats de dimensionnement de Clarificateur

Les paramètres	Résultats		
Horizon	2033	2055	Extension
Clarificateur			
Le volume (m ³)	295.168	354.487	59.32
Le volume utile (m ³)	147.58	/	59.32
La hauteur (m)	3	/	3
Surface horizontale (m ²)	98.4	/	19.77
La surface utile (m ²)	49	/	19.77
Le rayon (m)	4	/	2.51

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.2.4 Les charges et les concentrations à la sortie de Traitement secondaire :

Les pourcentages d'élimination :

- DBO5 89.83 %
- DCO 80 %
- MES 90 % (Eddy, 2002)

On résume les calculs dans les tableaux suivant :

➤ Pour Les charges :

Tableau IV.16 : Les charges à la sortie de Traitement secondaire

La charge de DBO5 à l'entrée du bassin biologique Kg/j	165.0938
La charge de DBO5 éliminé dans le bassin biologique Kg/j	148.3
La charge de DBO5 à la sortie du bassin biologique Kg/j	16.79
La charge de MES à l'entrée de bassin biologique Kg/j	256.143
La charge de MES éliminé dans le bassin biologique Kg/j	230.529
La charge de MES à la sortie du bassin biologique Kg/j	25.614
La charge de DCO à l'entrée dans le bassin biologique Kg/j	298.6299
La charge de DCO éliminé dans le bassin biologique Kg/j	238.903
La charge de DCO à la sortie du bassin biologique Kg/j	59.726
La charge d'azote à dénitrifier à l'entrée de bassin biologique kg/j	15.16
La charge d'azote dénitrifié (éliminé) dans le bassin biologique kg/j	9.56
La charge d'azote rejetée à la sortie de bassin biologique kg/j	5.6

➤ Pour Les concentrations :

Tableau IV.17 : Les concentrations à la sortie de Traitement secondaire

	MES	DBO5	NO ₃ ⁻	DCO
Les normes de réutilisation en mg/l	30	30	10	90
Les concentrations à la sortie en mg/l	36.5	23.92	10.01	85.1

Source : le journal officiel 2012

Remarque :

Après traitement secondaire, les concentrations en DBO₅ et en DCO sont conformes aux normes de réutilisation, tandis que la concentration en MES et NO₃ sont jugées acceptable

IV.3.3 Le traitement tertiaire :

La phase de traitement tertiaire, qui fait figure de phase de finition, a pour mission de réduire encore les concentrations en matières en suspension, en phosphore, ou en micro-organismes dans l'effluent épuré, afin d'améliorer la qualité de l'eau épurée, avant rejet dans le milieu naturel ou réutilisation.

À cet effet, l'installation d'un filtre à sable accompagnée d'une désinfection par ultraviolet peut être recommandée.

IV.3.3.1 Le filtre à sable :

Ce procédé assure une élimination quasi complète des matières en suspension (MES), ce qui optimise l'efficacité de la désinfection. Un filtre à sable gravitaire a été choisi, selon les critères de conception qui suit :

- Epaisseur de la couche filtrante comprise entre 0,7 à 1,5 m on prend 1 m.
- Une taille effective des matériaux filtrante de 0,4 mm à 1,2 mm selon le degré de traitement désiré et la qualité d'eau de rejet.
- La hauteur d'eau suffisante pour la percolation comprise entre 0,8 à 2 m on prend 1 m.
- La vitesse de filtration courante est de 2 à 10 m/h on prend 4 m/h.
- Hauteur de filtre doit tenir compte de l'épaisseur du filtre, de la hauteur d'eau et du support du filtre sur lequel repose et elle est comprise entre (3 – 4) m on prend 3 m. **(Eddy, 2002)**

IV.3.3.1.1 La section horizontale :

Donné par :

$$S_h = \frac{Q_{\text{moyh}} - Q_{\text{b excès}}}{\text{vitesse de filtration}}$$

IV.3.3.1.2 Le volume du bassin :

Donné par :

$$V = S_h \times H$$

IV.3.3.1.3 Le temp de séjour Pour $Q_{\text{moy h}}$:

Donné par :

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy}} - Q_{\text{b excès}}}$$

IV.3.3.1.4 Les pertes de charge :

Pour calculer les pertes de charges on utilisera la formule d'Ergun :

$$\Delta P = \left(\frac{150 * (1 - \epsilon)^2 * v * \mu}{\epsilon^3 * d_p^2} + \frac{1.75 * (1 - \epsilon) * v^2 * \rho}{\epsilon^3 * d_p} \right) \times H \quad (\text{Pa})$$

Les résultats sont présentés sous dessous :

Tableau IV.18 : Les résultats de dimensionnement de Filtre à sable rapide

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2035	2055
Filtre à sable rapide		
Q moy (m3/ h)	23.32	29.24
Q b excès (m3/ h)	0.6	0.7
Vitesse de filtration (m / h)	4	46
Surface horizontale (m ²)	5.68	7.14
Surface utile (m)	2.84	3.57
Hauteur de filtre (m)	3	3
Les pertes de charge (m)	0.5	0.5
Volume de filtre (m ³)	17.04	21.42
Volume utile (m)	8.52	10.71
Temps de séjour Pour Qmoy	0.19	0.19

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

h (min)		
Le rayon (m)	0.95	1.07

Remarque :

La différence entre les dimensions prévues pour 2035 et celles pour 2055 étant peu significative, l'installation sera réalisée directement selon les dimensions de l'horizon 2055.

IV.3.3.2 Dimensionnement de rétro lavage :

Au cours du temps, le filtre se colmate et il faut le laver en injectant de l'eau filtrée de bas en haut. On utilise la formule de Haider et Levenspiel pour calculer la vitesse de sédimentation

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

Avec :

$$Ut' = [(18dp^2) + ((2,355 - 1,744\phi) / dp^{0,5})]^{-1}$$

Avec :

Ut : Vitesse de sédimentation (m/s)

ρ_f : viscosité du fluide (kg/m³);

ϕ : Facteur de la forme de sable égale 1 ;

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

Tableau IV.21: 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	0,001
L'air sec	1,204	$1,85 \times 10^{-5}$

On obtient :

$$Ut' = [(18/10^{-3}) + ((2,355 - 1,744 \times 1) / (10^{-3 \times 0,5}))]^{-1/3} = 5,55 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

IV.3.3.3 Vitesse de sédimentation de l'eau et de l'air :

Pour l'eau : $Ut = 5,55 \times 10^{-8} \times [1000^2 / (10^{-3} \times (2610 - 1000) \times 9,81)]^{-1/3} = 1,3 \times 10^{-9} \text{ m/s}$.

Pour l'air : $Ut = 5,55 \times 10^{-8} \times [1,204 / (10^{-3} \times (2610 - 1,204) \times 9,81)]^{-1/3} = 3,14 \times 10^{-9} \text{ m/s}$.

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.3.4 Le débit de lavage :

La vitesse ascendante de l'eau et l'air doit être égale à peu près 10% de la vitesse de sédimentation du média filtrant

$$Q=0.1 \times U_t \times S_{lit}$$

$$Q=0,1 \times 1,3 \times 10^{-9} \times 21.7 = 2.821 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s. Pour l'horizon 2035}$$

$$Q=0,1 \times 1,3 \times 10^{-9} \times 26.07 = 73.54 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s. pour l'horizon 2055}$$

IV.3.3.5 La perte de charge du média filtre :

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

ΔP : Perte de charge engendrée par le media filtrant (m).

H : Hauteur du lit à sable en m,

ε_{lit} : Porosité initiale du lit filtrant 0,4

$$\Delta P_{d'eau} = 3 \times 10^{-3} \times 9,81 \times (1 - 0,4) \times (2610 - 1000) = 28.43 \text{ m}$$

$$\Delta P_{d'air} = 3 \times 10^{-3} \times 9,81 \times (1 - 0,4) \times (2610 - 1,204) = 46.07 \text{ m}$$

IV.3.3.6 La désinfection par ultra-violet :

Afin de garantir une désinfection efficace, un dimensionnement adéquat du système de désinfection par UV, tenant compte des caractéristiques propres à la station d'épuration de Bougherdine est donc indispensable.

IV.3.3.6.1 Dimensionnement du réacteur :

a) Le volume :

Donné :

$$V = Q_{ptp} \times T_c$$

Avec :

T_c : temps de contact 1 minute

Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie.

b) La surface horizontale de Bassin UV :

Donné par :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$$Sh = V/H$$

Avec :

Hauteur du réacteur : valeur typique de 1,5 m.

c) La longueur :

On a :

$$L = l \times 2$$

$$Sh_u = l \times L$$

Alors :

$$L = \sqrt{2 * Sh}$$

d) La largeur :

Donné par :

$$l=L/2$$

IV.3.3.6.2 L'énergie consommée par la désinfection UV :

La dose de rayonnement UV généralement utilisée pour le traitement de l'eau se situe entre 30 et 40 mJ/cm². Une valeur moyenne de 35 mJ/cm² est retenue, avec une transmittance de 85 % sur une épaisseur de 1 cm.

Donné par :

$$\text{puissance (w)} = \frac{\text{Dose} \times Q_{ptp} (l/s)}{\text{Transmittance}(\%)}$$

Avec une transmittance de 85 %.

IV.3.3.6.3 Calcule nombre de lampes :

On construit l'installation avec des lampes UV de 250 W chacune ; Donc :

$$N = \frac{\text{Puissance uv}}{250}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau récapitulatif suivant :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.21 : Les résultats de Calcul de désinfection par ultra-violet

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2035	2055
Désinfection par ultra-violet		
Q ptp (m3/ j)	4167.078	5004.537
Temps de contact (min)	1	1
Volume (m3)	2.89	3.48
Hauteur (m)	1.5	1.5
Surface horizontale (m2)	1.9	2.32
Longueur (m)	1.95	2.15
Largeur (m)	0.98	1.08
Puissance (w)	1985.94	2385.06
Calcule nombre de lampes	8	10

Remarque :

Les résultats des années 2035 et 2055 sont assez proches donc on choisit celles de 2055.

IV.3.4 Traitement des boues :

Le traitement des boues constitue une étape essentielle du processus d'épuration des eaux usées. Pour mieux le comprendre, présentons ses principales phases.

IV.3.4.1 Bilan de boues :

Le bilan de boues, c'est une étude permettant de quantifier la production, le recyclage et l'extraction des boues dans un système de traitement des eaux usées.

Voici comment le réaliser :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.4.1.1 Calcul de la quantité des boues en excès :

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER :

$$\Delta X_2 = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m \times L_e - b \times X_a - X_{\text{eff}}$$

Avec :

$X_{\min}$: les boues minérales (30% MES)

X_{dur} : les boues difficiles à biodégrader (connues sous le nom de matières dures), qui représentent généralement entre 0,3 et 0,35 % de MVS

L_e : La quantité de DBO5 à éliminer (kg/j)

X_a : La masse totale de MVS dans le bassin (kg).

X_{eff} : La fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30 mg/l.)

a_m : Le coefficient de rendement cellulaire (exprimé en g de cellules formées par g de DBO5 éliminée).

b : La fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. (**Satin, 1999**)

La masse de boues dans le bassin (X_a) est égale à la charge d'entrée de $\text{dbo}_5 / \text{cm} = 0.2$

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

Tableau IV.19 : Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b

Paramètre	Fortecharge	Moyennecharge	Faiblecharge	Aérationprolongée
a_m	0,5	0,53	0,55	0,60
b	0,06	0.055	0,05	0,07

IV.3.4.1.2 Quantité totale de boues en excès :

Donné par :

$$\Delta X_t = \Delta X_1 + \Delta X_2$$

IV.3.4.1.3 Indice de Mohlman :

Il a pour rôle d'évaluer la décantabilité des boues, c'est-à-dire le volume occupé par un gramme de boues après 30 minutes de décantation. En général, une décantabilité satisfaisante correspond à une valeur comprise dans une certaine plage :

$$80 < I_m < 150$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Si $I_m \sim 80$: la décantation est excellente mais le pompage des boues est difficile

Si $I_m \sim 150$: la décantation est très lente. (**Degremont S. , 2005**)

On choisit : $I_m = 120$ ml/g

IV.3.4.1.4 Concentration de boues en excès :

Donné par :

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

IV.3.4.1.5 Le débit de boues en excès :

Donné par :

$$Q_{b \text{ excès}} = \frac{\Delta X_t}{X_m}$$

IV.3.4.1.6 Débit spécifique par m3 de bassin :

Donné par :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X_t}{V} \text{ (Kg/m}^3\text{/j)}$$

Avec :

V : volume total du bassin biologique (m³)

IV.3.4.1.7 Les boues recyclées :

Afin de maintenir en permanence une concentration de boues inférieure ou égale à une valeur moyenne dans le bassin d'aération, d'optimiser l'activité de la biomasse bactérienne et d'éviter l'accumulation des boues dans le clarificateur, une partie des boues est recyclée vers le bassin d'aération.

IV.3.4.1.8 Taux de recyclage :

Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent. (**Satin, 1999**)

Le taux de recyclage est déterminé par la formule suivante :

$$r = \frac{X_a}{X_m - X_a} \times 100$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.4.1.9 Le débit des boues recyclées :

Donné par :

$$Q_r = r \times Q_{\text{moy j}}$$

IV.3.4.1.10 Age des boues dans l'aérateur :

Donné par :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X_t}$$

Voici un tableau récapitulatif sous dessous :

Tableau IV.20 : Les résultats de calcul des boues dans le bassin biologique

Bilan de boues		
Horizon	2035	2055
La masse de boues dans le bassin (X_a)	825.469	1035.155
Concentration de boues dans le bassin [X_a] (g/l)	2.5	2.5
Quantité des boues en excès ΔX_2 (Kg/j)	138.4	173.54
Quantité des boues en excès total ΔX (Kg/j)	138.4	173.54
Concentration de boues en excès X_m (Kg/m ³)	10	10
Débit de boues en excès ΔX_2 (m ³ /j)	13.84	17.354
Débit spécifique par m ³ de bassin ΔX_2	0.4	0.4
Taux de recyclage r	33.33	33.33
Débit des boues recyclées Q_r (m ³ /j)	186.53	233.91
Age des boues A_b (j)	6	6

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.4.2 Dimensionnement des ouvrages de Traitement des boues :

Ses dimensions sont :

IV.3.4.2.1 Épaississeur à gravité circulaire :

L'épaississeur circulaire à gravité repose sur la décantation gravitaire : les solides en suspension se déposent au fond du réservoir sous l'effet de la gravité, tandis que l'eau clarifiée (surnageant) est évacuée en surface.

a) Débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur :

Nous prenons 5 j de traitement de boues par semaine :

$$Q_{\text{excès}} = Q\Delta X_t \times \frac{7}{5}$$

b) Le volume de l'épaississeur :

Donné par :

$$V = V_{\text{cylind}} + V_{\text{cône}}$$

1 - Le volume cylindrique :

Donné par :

$$V_{\text{cylind}} = Q_{\text{excès}} \times T_s$$

Avec :

T_s : Temps de séjour $T_s = 2$ à 10 j,

On prend :

$T_s = 3$ j

2 - Le volume du cône :

Donné par :

$$V_{\text{cône}} = \frac{H}{3} \times \frac{\pi D^2}{4}$$

Avec :

$$H_{\text{cône}} = 0.3 \times r$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

c) Le volume utile :

Donné par :

$$V_u = \frac{V}{N}$$

Avec :

N : nombre d'épaississeurs 2

d) Surface de l'épaississeur :

Donné par :

$$S_h = \frac{V}{H}$$

Avec :

H : Hauteur de l'ouvrage H = 3 à 4 m,

On prend :

H = 3 m

e) Calcul de rayon :

Donné par :

$$r = \sqrt{\frac{Shu}{\pi}}$$

f) Calcul du débit des boues épaissies :

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 kg / m³.

(Satin, 1999)

$$Q_{\text{épaissi}} = \frac{Q_{\text{excès}}}{C_{be}}$$

On prend:

C_{be} = 90 kg / m³

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.21 : Les résultats de dimensionnement d'épaississeur

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2035	2055

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Boues issues du décanteur secondaire (Kg / j)	193.76	242.96
Débit journalier de boues entrant (m3 / j)	19.376	24.296
Le volume (m3)	58.128	72.89
La hauteur (m)	3	3
Surface horizontale (m2)	19.376	24.3
Rayon (m)	2.48	2.78
Débit journalier des boues épaissies (m3 / j)	2.15	2.7

Remarque :

La différence entre les deux horizons n'est pas grande donc on construit l'installation avec les grandeurs de 2055.

IV.3.4.2.1 Stabilisation aérobie :

Équivalente au terme digestion, cette phase permet d'éliminer la matière organique par digestion aérobie, digestion anaérobie ou stabilisation chimique (par ajout de chaux pour stopper la fermentation des boues).

a) Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage :

Donné par :

$$Q_{b\text{ ent}} = Q_{\text{épaissi}}$$

b) Le volume de Stabilisation aérobie :

Donné par :

$$V = Q_{b\text{ ent}} \times T_s$$

Avec :

T_s : Temps de séjour, ($T_s = 25j$)

c) Surface de Stabilisation aérobie :

Donné par :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$$S = \frac{V}{H}$$

Avec :

La hauteur H varie entre 3 et 4 m

On prend : H= 4 m.

d) Calcul de rayon :

Donné par :

$$r = \sqrt{\frac{Shu}{\pi}}$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.22 : Les résultats de Calcul de Stabilisation aérobie

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2035	2055
Stabilisation aérobie		
Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage (m3/ j)	2.15	2.7
Le volume de Stabilisation aérobie (m3)	53.75	67.5
Surface de Stabilisation aérobie (m2)	13.4	16.9
Rayon (m)	1.03	1.16

Remarque :

La différence entre les dimensions de 2035 et celles de 2055 étant minime, l'installation sera réalisée directement selon les dimensions prévues pour 2055.

IV.3.4.2.2 Lits de séchages

Pour calculer le volume de lit de séchage nous avons basés sur les critères de conception suivante :

e : épaisseur maximale des boues comprise entre 20 à 30 cm, on prend 20 cm.

L : longueur du bassin est comprise entre 20 à 30 m, on prend 20 m.

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

l : largeur du bassin est comprise entre 6 à 8 m, on prend 6 m. (Degremont S. , 2005)

a) Le volume de boues épandues sur chaque lit :

Donné par :

$$V_{\text{lit}} = L \times l \times e$$

b) Volume des boues épandues par lit et par an :

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

$$V/\text{an} = 12 \times V_{\text{lit}}$$

c) Volume journalier des boues à extraire est :

Donné par :

$$V_{\text{B extraites}} = Q_{\text{épaissi}}$$

Avec :

$Q_{\text{épaissi}}$: débit des boues épaissies (m^3 / j)

d) Volume des boues à sécher par an :

Donné par :

$$V_{\text{bas}} = 365 \times V_{\text{B extraites}}$$

e) Nombre de lits nécessaires :

Donné par :

$$N = \frac{V_{\text{bas}}}{V/\text{an}}$$

f) Surface nécessaire :

Donné par :

$$S = S_0 \times N$$

Avec : S_0 : la surface du lit de séchage tell que :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Les résultats sous dessous :

Tableau IV.23 : Les résultats de Calcul de lit de séchage

Les paramètres	Résultats		
Horizon	2035	2055	Extension
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit (m3)	24	24	24
Volume des boues épandues par lit et par an (m3 / an)	288	288	288
Volume journalier des boues à extraire (m3)	2.15	2.7	0.55
Volume des boues à sécher par an (m3)	784.75	985.5	200.75
Nombre de lits nécessaires (m)	3	4	1
La surface du chaque lit de séchage (m2)	120	120	120
Longueur (m)	15	15	15
Largueur (m)	8	8	8
Surface nécessaire (m2)	360	480	120

Remarque :

Le dimensionnement des lits de séchage avait montré qu'une surface importante était nécessaire par rapport aux contraintes du site. Pour contourner ce problème, j'ai choisi de m'orienter vers une solution de déshydratation mécanique, permettant de traiter les boues de manière plus compacte et plus efficacement.

IV.3.4.2.3 Déshydratation Mécanique :

Une fois épaissies, les boues sont pompées vers l'installation de déshydratation mécanique. Celle-ci augmente la concentration des boues jusqu'à obtenir une consistance de type pâteuse. Pour notre cas, nous avons opté pour un filtre à bande qui nécessite un dosage en polymère afin d'obtenir un meilleur rendement. Les filtres à bande sont généralement capables de fournir des capacités de filtration allant de 80 à 100 kg de MES par mètre carré et par heure pour des bandes larges allant de 2 à 3 mètres. Pour rappel, les boues épaissies étaient comprises entre 20 et 30 g/L.

La machine de déshydratation à bande, d'une largeur de 2 mètres, présente une capacité de traitement pouvant atteindre 100 kg de matières sèches par heure. Elle est utilisée pour réduire la teneur en eau des boues épaissies avant leur évacuation ou valorisation. Ces boues, issues du traitement biologique, ont une concentration de 30 g/L, c'est-à-dire que chaque litre contient 30 grammes de matière sèche à extraire. Cette étape est essentielle pour diminuer le volume final des boues, réduire les coûts de transport et faciliter leur traitement ultérieur. En fonctionnement automatisé, la machine est prévue pour fonctionner entre 8 et 12 heures par jour, assurant ainsi une cadence de traitement adaptée au rythme de production des boues dans la station d'épuration. Ce mode d'exploitation offre également un gain en main-d'œuvre et une meilleure régularité du processus de déshydratation. (Satin, Selmi, B, & Régis, B, 2010)

a) Débit de déshydratation :

Donné :

$$Q_{\text{déshy}} = Q_{\text{épaissi}}$$

b) Débit par temps de fonctionnement :

Donné par :

$$N = \frac{Q_{\text{déshy}}}{t_f}$$

Avec : t_f est le temps de fonctionnement journalier.

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2035	2055
Centrifugeuse (déshydratation mécanique)		
Boues issues du décanteur secondaire(Kg / j)	193.76	242.96

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Débit des boues épaissies (m³/j)	2.15	2.7
Capacité de filtration kg MS/m/h	100	100
Bande transporteuse	1	1
Largeur de bande (m)	2	2
Temps de fonctionnement (h/j)	12	12
Débit de déshydratation par temps de fonctionnement (m³/h)	0.18	0.23

IV.3.4.2.4 Aire de stockage :

Pour 3 mois de stockage :

a) Le volume pour 3 mois de production :

Donné par :

$$V_{as} = \frac{\text{Production des boues}}{S_{\text{moy}}} \times T_s$$

Avec:

$T_s = 91.5$; $S_{\text{moy}} = 110 \text{ kg/m}^3$; $H = 4 \text{ m}$

Production des boues : Quantité des boues en excès total ΔX (Kg/j)

b) Surface de Aire de stockage (Sh) :

Donné par :

$$Sh = \frac{V}{H}$$

c) Calcul de rayon :

Donné par :

$$r = \sqrt{\frac{Shu}{\pi}}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.24 : Les résultats de dimensionnement de Aire de stockage

Les paramètres	Résultats
Horizon	2055
Aire de stockage	
Le volume (m3)	144.35
La hauteur (m)	5
Surface horizontale (m2)	28.87
Nombre des aires	2
Surface utile (m2)	14.4
Largeur (m)	4
Longueur (m)	3.6

IV.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait le dimensionnement exact des différents ouvrages de station de Bougherdaine, pour le but de répondre aux besoins projetés jusqu'à l'année 2055.

Tous les ouvrages ont été dimensionnés afin d'assurer un traitement fiable des eaux usées, conformément aux limites de rejet dans le milieu écologique. Par ailleurs un calcul hydraulique doit être présent pour une exploitation favorable du terrain en tenant compte sur les côtes piézométrique ; on va le détailler dans le prochain chapitre.

Chapitre V :

Calcul hydraulique

V.1 Introduction :

Les ouvrages de la chaîne d'épuration sont reliés par des collecteurs (conduites), dont le dimensionnement est traité dans ce chapitre. Cela permet de tracer le profil hydraulique de la station, afin de déterminer les niveaux d'eau dans les ouvrages et la ligne piézométrique tout au long de la station.

V.2 Déversoir d'orage :

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

C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'assainissement d'une certaine quantité d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduisant les dimensions du réseau aval. (Satin, Selmi, B, & Régis, B, 2010)

V.2.1 Type des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir :

V.2.1.1 Déversoirs d'orage à seuil frontal

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction, Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement. (Satin, Selmi, B, & Régis, B, 2010)

V.2.1.2 Déversoirs d'orage à seuil latéral

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral biais ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place. (Satin, Selmi, B, & Régis, B, 2010)

V.2.1.3 Déversoirs d'orage avec ouverture du radier

Dans ce type de déversoir d'orage, le débit de temps sec et de « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. (Satin, Selmi, B, & Régis, B, 2010)

V.2.1.4 Déversoir d'orage à double seuil latéral

Dans ce type de déversoir d'orage, la cunette transite le débit de temps sec et de « petite pluie » est suspendue dans la longueur de la chambre. (Satin, Selmi, B, & Régis, B, 2010)

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

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

V.2.2 Dimensionnement des diamètres des collecteurs :

On a :

- Le débit acheminé vers la station d'épuration :

$$Q_{ptp} = 0.058 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le débit acheminé vers l'oued (le débit pluvial) :

$$Q_{pl} = 2.08 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Source : ONA, 2024}).$$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{ptp} + Q_{pl}$$

V.2.2.1 A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2055 :

$$Q_v = 2.138 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} ; \quad I = 0.3 \%$$

- D'après l'abaque de Bazin (01 et 02) :

De = 1500 mm (Diamètre à l'entrée du déversoir)

Qps = 2.8 m³/s (Débit à pleine section)

Vps = 1.58 m/s (Vitesse à pleine section)

- Avec les paramètres hydrauliques :

rQ = Qv/Qps = 0.76 (Rapport des débits)

rH = He/De = 0.65 => He = 0.65 × 1500 = 975 mm (Hauteur de remplissage)

rv = $\frac{v}{v_{ps}} = 1.1$ => V = 1.1 × 1.58 = 1.74 m/s (Vitesse)

V.2.2.2 A l'aval du déversoir (vers la station) :

$$Q_{ptp} = 0.058 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} ; \quad I = 0.4 \%$$

- D'après l'abaque de Bazin (01 et 02) :

Ds = 400 mm.

Qps = 0.08 m³ ls.

Vps = 0.64 m/s.

- Avec les paramètres hydrauliques :

rQ = Qptp / Qps = 0.73 (Rapport des débits)

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

$$rH = \frac{H_s}{D_s} = 0.63 \Rightarrow H = 0.63 \times 400 = 252 \text{ mm} \text{ (Hauteur de remplissage)}$$
$$rv = \frac{V}{V_{ps}} = 1.08 \Rightarrow V = 1.08 \times 0.64 = 0.69 \text{ m/s} \text{ (Vitesse)}$$

V.2.2.3 A l'aval du déversoir (vers le milieu naturel) :

$$Q_{dev} = Q_{pl} = 2.08 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 1 \%$$

➤ D'après l'abaque de Bazin (01 et 02) :

$$D_s = 1200 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 2.7 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$V_{ps} = 2.4 \text{ m/s}.$$

➤ Avec les paramètres hydrauliques :

$$rQ = \frac{Q_{pl}}{Q_{ps}} = 0.77 \text{ (Rapport des débits)}$$

$$rH = \frac{H}{D_s} = 0.64 \Rightarrow H = 0.64 \times 1200 = 768 \text{ mm} \text{ (Hauteur de remplissage)}$$

$$rv = \frac{V}{V_{ps}} = 1.1 \Rightarrow V = 1.1 \times 2.4 = 2.64 \text{ m/s} \text{ (Vitesse)}$$

V.2.3 Dimensionnement du déversoir d'orage :

Ses dimensions sont :

V.2.3.1 Calcul de la hauteur du seuil :

$$D_{\text{amont}} = 1500 \text{ mm}$$

$$Rq = \frac{Q_{ptp}}{Q_{ps}} = \frac{0.058}{2.8} = 0.02 \Rightarrow Rh = 0.03$$

$$H_s = Rh \times D_{\text{amont}} = 45 \text{ mm}$$

V.2.3.1 Calcul de la hauteur du déversée :

La hauteur d'entrée $H_e = 975 \text{ mm}$

La hauteur de seuil $H_s = 45 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée est donnée par :

$$H_{dev} = \frac{(H_e - H_s)}{2}$$

$$H_{dev} = (975 - 45) / 2 = 465 \text{ mm}$$

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

V.2.3.2 La longueur du seuil déversant :

$$L = \frac{Q_{\text{dev}}}{u \times H_{\text{dev}} \times \sqrt{2g \times H_{\text{dev}}}}$$

Avec :

u : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $u = 0,4$.

g : L'accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

$$L = 3.7 \text{ m}$$

V.3 Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

V.3.1 Calcul des Longueurs et les diamètres des conduites reliant les ouvrages :

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui se caractérise par sa dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

V.3.1.1 Les longueurs des conduites :

Dans notre cas, on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières, c'est à-dire on prend les longueurs réelles :

$$L_{\text{eq}} = L_{\text{réelle}}$$

V.3.1.2 Les diamètres des conduites :

Le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^{\beta}}{C_{PA} - C_{PB}}}$$

On opte pour le PEHD comme matériau avec les caractéristiques suivantes :

$K = 0,001052$.

$m = 4,774$.

$\beta = 1,77$.

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau V.1 : Les résultats des calculs des longueurs et des diamètres des conduites reliant les ouvrages

Ouvrages	L réelle (m)	Diamètre (m)	Diamètre normalisé (mm)
Prétraitement - Répartiteur	17.9086	0.2	250
Répartiteur - Bassin biologique	1.9551	0.1	200
Bassin biologique - Dégazeur	1.4688	0.2	250
Dégazeur - Clarificateur	7.005	0.1	200
Clarificateur - Canal Venturi	2.6315	0.11	200
Canal Venturi - Filtre à sable	15.4325	0.13	200
Filtre à sable - UV	11.7052	0.14	200
UV - Bassin de stockage	1.3372	0.1	200

V.3.2 Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages :

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

$$\frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + H_{1-2}$$

Avec :

$\frac{P_2}{W}$ et $\frac{P_1}{W}$: énergies de pression

$\frac{V_1^2}{2g}$ et $\frac{V_2^2}{2g}$: énergies cinétiques

Z2 et Z1 cotes des points

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

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

$$\frac{P_1}{W} + Z_1 = \frac{P_2}{W} + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose :

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

$$\frac{P_1}{W} = H_1 \quad \text{et} \quad \frac{P_2}{W} = H_2$$

Donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_1 + H_1 - 2$$

Avec :

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

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

$$Cp1 = Cp2 + H1-2$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP

Désignation	Côte terrain (m)	Côte radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Côte piézométrique (m)
Dégrilleur grossier	225	225	1	226
Dégrilleur fin	225	225	0.6	225.6
Dessableur déshuileur	224.4	223	2.5	225.5
Répartiteur	224.3	222.95	2.5	225.45
Bassin biologique	224.14	221.4	4	225.4
Dégazeur	224.21	221.35	4	225.35
Clarificateur	223.75	221.7	3	224.7
Canal Venturi	223.61	223.6	0.29	223.89
Filtres à sable	222.83	220.69	3	223.69
Canal UV	222.64	222.1	1.5	223.6
Bassin de stockage	222.31	220.5	2.8	223.3

V.4 Conclusion :

Le calcul hydraulique présenté dans ce chapitre permet de définir les côtes du terrain naturel pour les ouvrages de la station, d'estimer les dimensions des conduites reliant ces ouvrages (rayons, longueurs et vitesses), ainsi que d'évaluer les pertes de charge et les cotes piézométriques en différents points de la station d'épuration.

Chapitre VI :
Estimation des besoins et
choix de culture

VI.1 Introduction :

Le recyclage des eaux usées, utilisé dès le XIXe siècle pour l'irrigation afin de limiter la pollution des cours d'eau, revient aujourd'hui comme solution complémentaire face à la hausse des besoins en eau.

VI.2 Définition la réutilisation des eaux usées traitées (REUE) :

La Réutilisation des Eaux Usées Épurées (REUE) inclut deux phases complémentaires : initialement, le traitement préliminaire des eaux usées et leurs valorisations suivantes. Cette méthode comprend le prélèvement direct des eaux traitées, qui peuvent être suivies d'un traitement additionnel, avant leur utilisation à différentes fins. (Eme & Molle, P, 2013)

VI.3 Les domaines de réutilisation des eaux usées épurées (REUE) :

Les majors domaines de réutilisation des eaux usées :

VI.3.1 La REUE urbaine :

« Les utilisations envisageables d'eaux épurées dans une agglomération sont extrêmement multiples, et il en existe de divers exemples à travers le monde. Ces projets portent sur :

- L'arrosage de parcs, d'espaces de sport, de terrains de golf, d'aires de jeux.
- Les bassins d'agrément, piscines, bassins pour la pêche et la navigation de plaisance.
- Les eaux des sanitaires d'un immeuble ou d'un groupe d'immeubles.
- Le lavage des chaussées, réservoirs anti-incendie, etc. (Eme & Molle, P, 2013)

VI.3.2 La REUE industrielle :

De nombreuses entreprises sont équipées de leurs propres usines de traitement afin de traiter les eaux usées associés à leurs processus industriels. Ces rejets, souvent produits à grand volume, sont chargés de contaminants typiques des activités exercées. L'utilisation des eaux usées traitées (REUT) à des fins industrielles est une option viable pour de nombreuses applications, comme les centrales électriques, les tours de refroidissement, les blanchisseries industrielles, les stations de lavage automobile, les papeteries, la métallurgie, le textile, la fabrication de matériel informatique ou encore la production de puces électroniques. (Eme & Molle, P, 2013)

VI.3.3 La recharge de nappe :

Ce type de réutilisation est connue dans les zones arides ou sèches qui sont face à des crises

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

d'assèchement de nappes, ou dans des zones littorales où les nappes sont inondées par l'eau de mer.

VI.3.4 La REUE agricole :

L'irrigation des terres agricoles a été l'une des premières applications de la réutilisation des eaux usées épurées (REUE). Au-delà de la préservation des ressources en eau, cette pratique offre de nombreux avantages : les eaux traitées apportent des nutriments essentiels (azote, phosphore, potassium) et des oligo-éléments (fer, cuivre, manganèse, zinc), bénéfiques pour la croissance des cultures et les rendements. Elles permettent aussi de réduire le recours à des engrais chimiques coûteux. Enfin, une bonne connaissance du sol, support et réservoir des cultures, est indispensable pour choisir les cultures adaptées et optimiser l'irrigation.

VI.4 Ressources en sol :

Le sol est de type argilo-limoneux avec une présence dominante d'argiles gonflantes ; et on a les caractéristiques suivantes :

Tableau VI.1 : les caractéristiques hydrodynamiques des sols argilo-limoneux

Paramètre	Valeur moyenne
Granulométrie	Argilo-limoneux
Densité apparente D_a en g/cm^3	1,4
Perméabilité K (mm/h)	0.9
Ph	7.9
Conductivité (mmhos/cm)	0,7
Humidité à la capacité au champ H_{cc} (%)	30
Humidité point de flétrissement H_{pf} (%)	15

SOURCE : DRE MILA, 2021

VI.5 Etude de la qualité de l'eau d'irrigation

Avant le commencement d'un n'importe projet agricole, il est important d'assurer qu'une source d'eau suffisante et de bonne qualité est présent. Pour cela, un diagnostic est nécessaire pour identifier la présence de composants qui, s'ils sont en forte concentration, peuvent avoir un impact négatif sur le

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

développement des cultures. On jugera ainsi de la qualité de l'eau au vu de différents paramètres :

- Risque lié au sodium (Degré d'Adsorption du Sodium ou SAR)
- Le pH
- Risque de salinité
- Toxicité

Tableau VI.2 : Caractéristiques chimique de l'eau d'irrigation

Paramètre	Valeur moyenne
Conductivité en $\mu s / cm$	660
PH	7,9
CL- en mg/l	110
Na+ en mg/l	120
Ca++ en mg/l	95
SO42- en mg/l	400
HCO3- en mg/l	130
Mg++ en mg/l	55
K+ en mg/l	11

Source : ONID MILA, 2025.

VI.6 Classification des eaux d'irrigation :

Pour évaluer la qualité de l'eau et déterminer son adéquation pour l'irrigation, il est crucial d'examiner deux éléments principaux.

VI.6.1 La concentration totale des sels solubles :

L'eau d'irrigation contient des sels dissous qui, à faible ou moyenne concentration, peuvent être utiles aux plantes, mais deviennent nocifs au-delà d'un certain seuil. La qualité de cette eau est donc évaluée par sa conductivité électrique (CE), mesurée à 25°C en mmhos/cm, indicateur direct de sa teneur en sels. Sur cette base, quatre classes de salinité ont été définies pour estimer le risque pour les cultures.

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Tableau VI.3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique (ANSES, 2012)

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm)	Qualité des eaux	cultures
C1	$CE \geq 0.25$	Risque faible de salinité	Pour toutes les cultures
C2	$0.25 \leq CE \leq 0.75$	Risque moyen de salinité	Pour les plantes moyennement tolérantes.
C3	$0.75 \leq CE \leq 2.25$	Risque élevé de salinité	Ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes.
C4	$CE > 2.25$	Risque très élevé de salinité	Eau difficilement utilisable

VI.6.2 Le SAR (Sodium Absorption Ratio) :

Teneur en sodium dans l'eau d'irrigation dépend largement des quantités présentes de calcium et de magnésium. En effet, une eau riche en sodium peut occasionner la fixation de cations Na^+ sur le complexe argilo-humique du sol, menant à la dispersion des particules d'argile, au délitement du sol, à la formation de croûtes et à une baisse de la porosité du sol, défavorable au développement des plantes.

Pour estimer ce risque d'alcalinisation, il convient de mettre en rapport la teneur en sodium (Na^+) avec celles de calcium (Ca^{2+}) et de magnésium (Mg^{2+}). C'est le Sodium Adsorption Ratio (SAR), ou rapport d'adsorption de sodium, qui le permet et qui est une variable importante pour la qualité des eaux d'irrigation.

$$SAR = \frac{Na^+}{\frac{\sqrt{Ca^{2+} + Mg^{2+}}}{2}}$$

4 classes de danger d'alcalinisation ont été établies et sont représentées dans ce tableau :

Tableau VI.4 : Risque d'alcalinisation en fonction du SAR.

Classe	SAR	Danger d'alcalinisation
S1	$SAR \leq 10$	Risque faible
S2	$10 < SAR \leq 18$	Risque moyen
S3	$18 < SAR \leq 26$	Risque élevé
S4	$SAR > 26$	Risque très élevé

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Dans notre cas :

$$\text{Na}^+ \left(\frac{\text{méq}}{\text{l}} \right) = \frac{\text{Na}^+ \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}} \right) \times \text{valence}}{\text{masse molaire}} = \frac{120 \times 1}{22} = 5.45$$

$$\text{Ca}^{2+} \left(\frac{\text{méq}}{\text{l}} \right) = \frac{\text{Ca}^{2+} \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}} \right) \times \text{valence}}{\text{masse molaire}} = \frac{95 \times 2}{40} = 4.75$$

$$\text{Mg}^{2+} \left(\frac{\text{méq}}{\text{l}} \right) = \frac{\text{Mg}^{2+} \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}} \right) \times \text{valence}}{\text{masse molaire}} = \frac{55 \times 2}{24} = 4.58$$

$$\text{SAR} = \frac{5.45}{\sqrt{\frac{4.75+4.85}{2}}} = 2.48$$

Dans notre cas :

$$\text{SAR} = 2.48 \quad \text{et} \quad \text{CE} = 660 \, \mu\text{S}/\text{cm},$$

- On classe cette eau dans la classe C2-S1 (eau risque d'alcalinité faible et de salinité moyenne)

VI.7 Calcul de la pluie de projet :

En analysant les précipitations, on cherche à connaître les pluies, sur de courtes ou longues durées.

VI.7.1 Répartition de la pluie moyenne annuelle :

J'ai les pluies mensuelles couvrant la période de 2006 à 2022.

Nom station : REDJAS EL FERADA

Code station : 100201

Ces précipitations sont présentées dans le tableau qui suit :

Tableau VI.5 : Précipitations moyennes mensuelles couvrant la période de 2006 à 2022

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Ann
2006	38.5	10.1	7.2	98.8	15.2	26.6	138.3	96.8	12.4	3.2	0	17.6	464.7
2007	31.5	30.6	33.8	59	6.2	18.5	88.1	8.7	56.8	13.6	7.5	17.4	371.7
2008	28.3	31.5	54.4	28.7	77.6	61	54.1	102.1	17.5	0	0.8	10.8	466.8
2009	83.5	39.9	27.1	26.3	57.6	25.5	54.9	40.8	60.1	11.5	1.8	17.7	446.7
2010	19.2	57.4	62.9	48	5.8	129.2	24.1	72.3	49.5	34.5	3	7.3	513.2
2011	30.9	90.3	32.4	69.9	15.9	146.7	37	38.9	2.1	13.70	1.59	41	481.49
2012	32.6	17.9	57.3	49.58	38	90	69.74	37.88	42.41	4.2	3.3	11	453.91
2013	53.2	14	125.8	38.9	39.9	29.1	138.3	2.7	44.5	2	0	0	488.4
2014	7.1	10.5	25.8	144.3	131.9	95.2	89.4	6.4	23.6	4.6	5	15.6	559.4

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

2015	22.5	48.8	55.8	0	46.5	26.6	98.3	46.9	71.6	2.8	1	0	420.8
2016	15.6	15.2	43.1	5.8	115.8	47	0	20.5	2.8	23.5	2.2	11.2	302.7
2017	15.5	3.1	72.1	52.7	16.2	42.4	93.7	67.6	38.9	11.6	0.2	3.4	417.4
2018	25.3	129.7	15.1	17.3	106.6	65.8	56.6	20.9	59.5	0.4	0	16.4	513.6
2019	61.6	102.8	74.4	73.2	23	0	99.2	38.4	2.6	2.7	0.6	15	493.5
2020	66.5	22.1	48.1	78	33.9	5.8	43.6	23.2	38.3	8.5	0	2	370
2021	6.8	14.8	51	38.3	26.8	36.3	80.5	14.2	14.9	0	0	1.6	285.2
2022	16.5	45.1	45.1	14	66.5	25.5	19.8	6.7	183.4	96.1	0	0	518.7
Moy	32.65	40.22	48.90	49.57	48.43	51.24	69.73	37.88	42.41	13.70	1.59	11.05	442.18

Source : ANRH,2025

VI.7.2 Test de d'homogénéisation de Mood :

Avant de commencer toute analyse des données, il est important de vérifier que celles-ci soient homogènes. Pour cela, on utilise le test de Mood qui permet de tester si une série des précipitations est stable ou non. Cette évaluation implique la mise en parallèle des différents échantillons.

Prenons un ensemble de données $x_1, x_2, \dots, x_n$ et une valeur m choisie de façon que la moitié des observations soient inférieures à m et l'autre moitié supérieures. Transformons ensuite cet ensemble de valeurs en une suite de symboles :

(+) pour les $x_i > m$

(-) pour les $x_i < m$

Calculons N_s et T_s avec :

N_s : nombre total de séries de + ou de - dans la série initiale

T_s : taille de la plus grande série de + ou de - au-dessus de la médiane dans la série initiale,

➤ Les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N+1})$$

$$T_s < 3,3 * [\log^{10}(N + 1)]$$

Lorsque les critères du test sont respectés, on peut en déduire que la série étudiée présente une homogénéité.

On résume les calculs dans le tableau qui suit :

Tableau VI.6 : Test de la médiane de la série pluviométrique

Opération	Résultat
Médiane	464.7
Ns	10
Ns (-) cond	5.16
Ns (+) cond	4.84
Ts	3.0
Ts cond	4.14

D'après les données du Tableau VI.6, le critère de Mood est satisfait, ce qui montre que la série pluviométrique de 2006 à 2022 est uniforme.

VI.7.3 Ajustement des pluies annuelles :

La loi d'ajustement la plus couramment utilisée pour la précipitation annuelle est la loi normale, une loi de probabilité continue caractérisée par deux paramètres : l'espérance (μ) et l'écart type (σ). Pour les calculs, le logiciel HYFRAN a été utilisé. La figure suivante illustre les résultats obtenus à partir de ce logiciel :

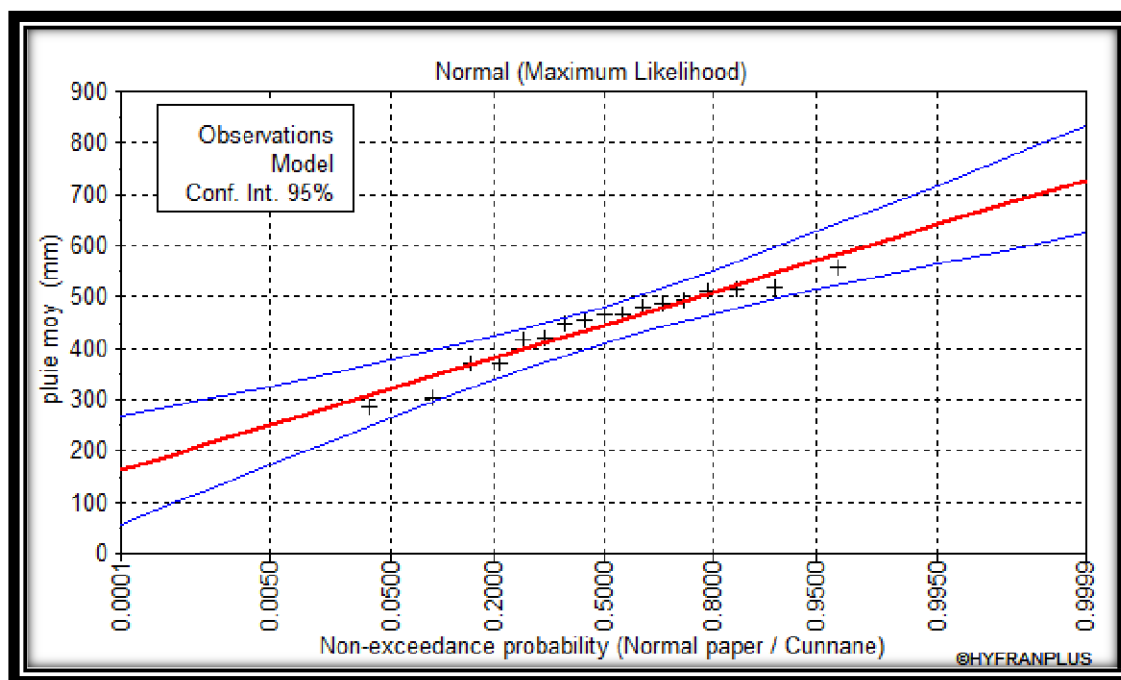


Figure VI.1 : Ajustement des pluies annuelles aux loi normal (gauss)

VI.7.4 Test de validité d'un ajustement :

Après ajustement des données à la loi choisie, il est nécessaire de vérifier son adéquation afin de retenir le meilleur ajustement. Dans notre étude, nous avons utilisé le test du Khi-deux (χ^2). La loi est considérée comme adéquate pour un risque d'erreur $\alpha = 0,05$ (soit 5 %) si et seulement si :

$$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}.$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7 : Test de validité d'ajustement

Loi normale
$\chi^2_{\text{calculé}} = 6.42$
Degrés de liberté = 3
$\chi^2_{\text{théorique}} = 7.815$
Nombre de classes = 6
Observation : $\chi^2_{\text{calculé}} = 6.42 < 7.815 = \chi^2_{\text{théorique}}$ Donc, la loi normale est un ajustement acceptable pour la série au seuil de 5 %

VI.7.5 Détermination de l'année de calcul :

On la calcul pour estimer la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région.

Tableau VI.8 : Résultat de l'ajustement

Période de retour (Ans) « T »	Probabilité « Q »	Xt	Intervalle de confiance 95 %
2.0	0.5000	445	409 _ 481
1.2500	0.2000	381	339 _ 424

La probabilité pour laquelle on assure l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80 %.

$$P_{\text{moy 80\% de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} * \frac{P_{\text{théorique(80\%)annuelle}}}{P_{\text{théorique(50\%)annuelle}}}$$

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

$$\frac{P_{\text{théorique}(80\%)\text{annuelle}}}{P_{\text{théorique}(50\%)\text{annuelle}}} = \frac{381}{442.18} = 0.86$$

Les pluies mensuelles de projet sont calculées comme suit :

Tableau VI.9 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%)

Mois	sep	oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy (mm/mois)	32.65	40.22	48.90	49.57	48.43	51.24	69.73	37.88	42.41	13.70	1.59	11.05
Pmoy80% (mm/mois)	30.69	37.80	45.96	46.59	45.52	48.16	65.54	35.60	39.86	12.87	1.49	10.38

VI.8 Besoin en eau de culture :

Les besoins en eau correspondent au volume à apporter par l'irrigation pour compenser le déficit pluviométrique.

VI.8.1 Détermination de l'évapotranspiration (ETP) :

Les besoins en eau, ou déficit hydrique, représentent la différence entre l'évapotranspiration réelle (ETR) d'une culture et les précipitations efficaces (Pe_{eff}). Leur estimation repose sur le calcul des besoins spécifiques de chaque culture selon le calendrier agronomique, en tenant compte des conditions climatiques et des précipitations. Pour le calcul de l'évapotranspiration de référence, nous avons retenu la formule modifiée de Penman-Monteith.

$$ET0 = \frac{0,408\Delta * (Rn - G) + \gamma \frac{Cste}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma * (1 + 0,34u_2)}$$

Les résultats de l'évapotranspiration de référence (ET0), calculés avec le logiciel CROPWAT 8.0 en utilisant la formule de Penman-Monteith modifiée, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Evapotranspiration de référence ET0 (Source : CROPWAT)

Mois	Température min	Température max	Humidité	Vitesse du vent	Insolation	Rayonnement	ET0
	C°	C°	%	km/jour	Heure	MJ /m2 /jour	Mm/jour
Janvier	3.5	12.5	78	168	6.4	10.1	1.17
Février	4.5	14.5	76	175	7.1	13	1.68
Mars	6.5	17	75	180	8.2	17.4	2.45

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Avril	9.5	20.5	73	163	9.4	21.8	3.42
Mai	13.5	25	65	163	10.9	25.6	4.7
Juin	17.5	30	54	165	12.4	28.3	6.07
Juillet	20	34	44	168	12.5	28	6.88
Aout	19.5	33.5	48	163	11.6	25.3	6.25
Septembre	17	29	60	146	10.1	20.6	4.51
Octobre	13	23.5	64	153	8.7	15.6	3.04
Novembre	8	17.5	70	170	6.8	10.9	1.85
Décembre	4.5	13	76	158	6.2	9.2	1.17
Moyenne	11.4	22.5	65	164	9.2	18.8	3.6

VI.8.2 L'évapotranspiration maximale (ETM) :

S'obtient par :

$$ETM(\text{mm/mois}) = ET_0 * K_c$$

VI.8.3 Le coefficient culturaux K_c :

Les valeurs du coefficient cultural (K_c) de chaque culture ont été établies en fonction du stade de développement, de l'intensité du vent et de l'humidité relative moyenne relevée dans la zone d'étude.

VI.8.4 La réserve facilement utilisable (RFU) :

Ce calcul par la formule suivante :

$$RFU = (h_{cc} - h_{pf}) * Y * D_a * Z$$

Avec :

h_{cc} : humidité à la capacité au champ

h_{pf} : humidité au point de flétrissement

Z : profondeur racinaire,

Y : coefficient qui dépend de la nature du sol (on prend $Y=2/3$)

D_a : densité apparente du sol ;

Dans notre cas, la réserve en eau du sol du mois $i-1$ est égal à :

$$R_s = K * RFU$$

- R_s (Réserve utile réelle)
- Déficit hydrique mensuel (D) = $ET_0 - P$

(Si $D > 0 \rightarrow$ il y a un déficit, si $D < 0 \rightarrow$ il y a un excès)

- $R_s(i) = R_s(i-1) - D(i)$

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Mais Rs ne peut jamais dépasser RFU théorique (169 mm) ni descendre en dessous de 0 mm.

On suppose que le sol est plein ($R_s = 169$ mm) au début de septembre.

Avec :

K : est coefficient =1, ou 1/2, 1/3 ou 0 dans le cas de réserve en eau nulle.

Selon la FAO (1976), la densité apparente du sol varie en fonction de sa texture. Pour un sol sableux, elle est de 1,65 g/cm³, tandis qu'elle est de 1,50 g/cm³ pour un limon-sableux et de 1,40 g/cm³ pour un limon. Elle atteint 1,35 g/cm³ pour un limon-argileux, 1,30 g/cm³ pour un argile-limoneux et 1,25 g/cm³ pour un sol argileux.

Dans notre cas on a un sol argilo-limoneux ($H_{cc}=28\%$ et $H_{pf}=15$). **(Brouwer, Prins, K, Kay, M, & Heibloem, M., 1989)**

- $Z = 1500$ mm pour le pommier et l'olivier et $Z = 1000$ mm pour la vigne
Ces cultures sont les plus dominantes dans la région de Bougherdaine .

VI.8.5 Calcul de la pluie efficace :

Nous avons utilisé la méthode du pourcentage fixe, qui se décrit comme suit :

$$\text{Pluies efficaces} = A \times \text{Pluies totales}$$

Avec :

A : coefficient de perte des charges souvent égal à 0.8

Les résultats du calcul selon cette méthode figurent dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Calcul des pluies efficaces

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
Pmoy 80%	30.69	37.80	45.96	46.59	45.52	48.16	65.54	35.60	39.86	12.87	1.49	10.38
Peff	24.552	30.24	36.768	37.272	36.416	38.528	52.432	28.48	31.888	10.296	1.192	8.304

VI.8.6 Calcul des besoins en eau d'irrigation :

Le calcul des besoins en irrigation pour les cultures est effectué en réalisant le bilan hydrique suivant :

$$B_i = ETM - (P_{eff} + RFU)$$

ETM : est l'évapotranspiration maximale ou besoins des cultures en mm

Kc : le coefficient culturel de la culture considérée.

Peff : est la pluie efficace.

RFU : La réserve facilement utile.

Les résultats de calculs des besoins en eaux sont présentés dans les tableaux suivants :

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Tableau VI.12 : Calcul des besoins en eau pour le pommier

Mois	P80% (mm)	Pe _{eff} (mm)	ET ₀ (mm/mois)	K _c	ET _M (mm)	Z(m)	RFU (mm)	R _s (mm)	B _{net} (mm)
Sep	30.69	24.552	135.3	0.7	94.71	1.5	169	66.35	3.808
Oct	37.8	30.24	94.24	0.7	65.968	1.5	169	12.33	23.398
Nov	45.96	36.768	55.5	0.7	38.85	1.5	169	5.73	-3.648
Dec	46.59	37.272	36.27	0.7	25.389	1.5	169	19.03	-30.913
Jan	45.52	36.416	36.27	0.7	25.389	1.5	169	31.19	-42.217
Fev	48.16	38.528	48.72	0.7	34.104	1.5	169	33.71	-38.134
Mars	65.54	52.432	75.95	0.8	60.76	1.5	169	27.49	-19.162
Avr	35.6	28.48	102.6	0.85	87.21	1.5	169	0	58.73
Mai	39.86	31.888	145.7	0.85	123.845	1.5	169	0	91.957
Juin	12.87	10.296	182.1	0.7	127.47	1.5	169	0	117.174
Juill	1.49	1.192	213.28	0.7	149.296	1.5	169	0	148.104
Aout	10.38	8.304	193.75	0.7	135.625	1.5	169	0	127.321

Tableau VI.13 : Calcul des besoins en eau pour la vigne

Mois	P80% (mm)	Pe _{eff} (mm)	ET ₀ (mm/mois)	K _c	ET _M (mm)	Z(m)	RFU (mm)	R _S (mm)	B _{net} (mm)
Sep	30.69	24.552	135.3	0.4	54.12	1	113.23	10.58	18.988
Oct	37.8	30.24	94.24	0.4	37.696	1	113.23	0	7.456
Nov	45.96	36.768	55.5	0	0	1	113.23	0	-36.768
Dec	46.59	37.272	36.27	0	0	1	113.23	13.3	-50.572
Jan	45.52	36.416	36.27	0	0	1	113.23	25.46	-61.876
Fev	48.16	38.528	48.72	0	0	1	113.23	27.98	-66.508
Mars	65.54	52.432	75.95	0.15	11.3925	1	113.23	21.76	-62.7995
Avr	35.6	28.48	102.6	0.45	46.17	1	113.23	0	17.69
Mai	39.86	31.888	145.7	0.6	87.42	1	113.23	0	55.532
Juin	12.87	10.296	182.1	0.7	127.47	1	113.23	0	117.174
Juill	1.49	1.192	213.28	0.7	149.296	1	113.23	0	148.104
Aout	10.38	8.304	193.75	0.45	87.1875	1	113.23	0	78.8835

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Tableau VI.14 : Calcul des besoins en eau pour l'Olivier

Mois	P80% (mm)	Pe _{eff} (mm)	ET ₀ (mm/mois)	K _c	ET _M (mm)	Z(m)	RFU (mm)	RS (mm)	B _{net} (mm)
Sep	30.69	24.552	135.3	0.75	101.475	1.5	169	66.35	10.573
Oct	37.8	30.24	94.24	0.75	70.68	1.5	169	12.33	28.11
Nov	45.96	36.768	55.5	0.75	41.625	1.5	169	5.73	-0.873
Dec	46.59	37.272	36.27	0.65	23.5755	1.5	169	19.03	-32.7265
Jan	45.52	36.416	36.27	0.65	23.5755	1.5	169	31.19	-44.0305
Fev	48.16	38.528	48.72	0.65	31.668	1.5	169	33.71	-40.57
Mars	65.54	52.432	75.95	0.65	49.3675	1.5	169	27.49	-30.5545
Avr	35.6	28.48	102.6	0.65	66.69	1.5	169	0	38.21
Mai	39.86	31.888	145.7	0.75	109.275	1.5	169	0	77.387
Juin	12.87	10.296	182.1	0.85	154.785	1.5	169	0	144.489
Juill	1.49	1.192	213.28	0.85	181.288	1.5	169	0	180.096
Aout	10.38	8.304	193.75	0.85	164.687	1.5	169	0	156.383

VI.9 Le calcul de débit d'irrigation :

On calcule les besoins en eau pour l'assolement suivant :

Tableau VI.15 : Récapitulatif des besoins nets (mm)

Mois	Pommier	La vigne	L'Olivier	Totale
Sept	3.808	18.988	10.573	33.369
Oct	23.398	7.456	28.11	58.964
Nov	0	0	0	0
Déc	0	0	0	0
Jan	0	0	0	0
Fév	0	0	0	0
Mar	0	0	0	0

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Avr	58.73	17.69	38.21	114.63
Mai	91.957	55.532	77.387	224.876
Jui	117.174	117.174	144.489	378.837
Juill	148.104	148.104	180.096	476.304
Août	127.321	78.8835	156.383	362.5875

La dose d'irrigation correspond au volume d'eau indispensable pour répondre aux exigences en eau des cultures, un volume qui dépend du mode d'irrigation appliqué sur la parcelle. Elle se détermine à l'aide de la formule suivante :

Nous pouvons utiliser la formule suivante :

$$Q_s = \frac{B_m * 10 * 1000}{E * T * t * 3600}$$

Avec :

B_m : Besoin mensuel maximum net en mm/mois,

T : Durée d'irrigation quotidienne fixée à 22 heures par jour.

t : Nombre de jours d'irrigation dans le mois, exprimé en jours, égal à 30 jours.

E : Coefficient d'efficience global du système d'irrigation, approximativement égal à 0,75 (**Eddy, 2002**)

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de juillet :

➤ **B_{net} = 476.304 mm/mois**

➤ **Q_s = 2.67 l/s/ha > 1.5 l/s/ha**

Remarque :

Pour ne pas tomber dans un surdimensionnement de la conduite on a trois méthodes qui peuvent être utilisées pour estimer le débit spécifique : la première consiste à calculer la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures ; la deuxième prend en compte la moyenne des débits spécifiques des cultures les plus exigeantes ; la troisième retient le débit spécifique de la culture la plus exigeante pendant le mois de pointe. Dans notre étude, nous avons choisi d'adopter cette dernière approche, en considérant le débit spécifique de la culture la plus exigeante :

❖ L'olivier en mois de juillet

Alors :

$$B_{net} = 180.096 \text{ mm}$$

Donc le débit spécifique corrigé est :

$$Q_s = 1.01 \text{ (l/s/ha)}$$

VI.10 Le Calcul de la superficie à irriguer :

Le débit sortant est relativement faible donc on calcule combien de surfaces nous pouvons irriguer avec tel débit.

Ce calcul par la formule suivantes :

$$Q_{car} = Q_s * S$$

Avec :

Q_s : le débit spécifique de mois de pointe.

Q_{car} : le débit caractéristique (le débit de STEP).

S : la superficie à irriguer.

Les calculs des débits et des surfaces sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 : les résultats du Calcul de la superficie à irriguer

Horizon	Q_{car} (L/s)	Q_s (L/s/ha)	S (ha)
2025	5.82	1.01	6
2035	6.48	1.01	6.4
2055	8.12	1.01	8

VI.11 Propositions de réutilisation des eaux usées épurées de la SETP de Bougherdaine en agriculture :

D'après les résultats des analyses physiques, chimiques et toxicologiques, les eaux traitées par la station d'épuration de Bougherdaine sont conformes aux normes en vigueur pour la réutilisation agricole cela témoigne du potentiel de valorisation de ces eaux pour le développement local. Leur réutilisation est donc envisageable dans les zones proches de la station.



Figure VI.2 : projection d'un périmètre d'irrigation au voisinage de zone d'étude (google earth)

VI.12 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé la nature du sol dans notre région et ses caractéristiques, ainsi que celles des eaux traitées de la station d'épuration des eaux usées de Bougherdaine. Après avoir étudié la qualité de ces eaux, les résultats ont montré qu'elles n'ont aucun effet négatif sur les cultures choisies qui sont la pommier ,la vigne et l'olivier et sont suffisantes pour irriguer pas mal de surfaces de terres agricoles.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

VII.1 Introduction :

Organiser un chantier suppose de fixer un rythme de travail soutenu et de bien maîtriser les ressources humaines et matérielles pour que le chantier soit exécuté dans les délais, conforme aux plans et au cahier des charges, et au meilleur coût pour le constructeur.

Par exemple, la réalisation d'une structure en béton armé nécessite des approvisionnements en ciment, sable, gravier, acier, etc. et le montant facturé au client final sera généralement déterminé avant les travaux.

Il est difficile de chiffrer le plus juste possible les coûts et les ressources nécessaires pour mener à bien un ouvrage, car l'estimateur se base alors sur des hypothèses que seules l'avancée du chantier, ou même la fin des travaux, viendront valider. Cette incertitude pousse l'entreprise à revoir sans cesse ses estimations au fur et à mesure de l'exécution des travaux.

Pour finir, bien organiser son chantier, c'est aussi savoir anticiper les besoins, notamment en :

- Une analyse rigoureuse du projet de réalisation.
- Des recherches d'optimisations techniques aux différents procédés constructifs pour améliorer :
 - La sécurité,
 - Les délais de construction
 - La productivité
- La définition des modes opératoires
- L'élaboration d'un plan d'installation de chantier
- L'établissement d'un planning prévisionnel pour l'exécution des travaux

VII.2 Installation d'un chantier :

Ensemble des installations temporaires indispensables au bon fonctionnement d'un chantier durant l'exécution des travaux (clôtures, grues, réseaux divers, voies de circulation, zones de stockage et de préfabrication, centrale à béton, silo à mortier, locaux de chantier, etc.).

VII.2.1 Définition d'un chantier :

Le chantier est l'endroit où sera construit un ouvrage ou la zone à l'intérieur de laquelle une équipe peut s'installer pour effectuer des travaux. Le chantier a des limites aussi bien dans l'espace que dans le temps.

VII.2.2 Rôle de l'installation de chantier :

L'organisation d'un chantier repose sur un certain nombre de principes qui assurent son bon

déroulement. Il est tout d'abord question de l'établissement d'un calendrier de préparation s de sécuriser de l'exécution des travaux de manière à garantir cet achèvement. Le chantier doit également être bien rangé pour en optimiser le rythme de travail é et pour éviter de perdre des matériaux, doubler les équipements, enlever ou remplacer certaines parties déjà installées et protéger les travailleurs et les engins. Les éléments structuraux et de finition du bâtiment doivent être bien alignés, symétriquement et parallèlement de manière uniforme.

VII.2.3 Moyens des travaux de chantier :

- Ressources humaines.
- Ressources matérielles.
- Équipements de terrassement.
- Équipements de bétonnage.

VII.3 Devis quantitatif et estimatif :

Dans le cadre de cette étude technico-économique, le coût de la station d'épuration a été déterminé en deux étapes :

Tout d'abord, j'ai évalué le coût des ouvrages communs à toutes les variantes de la station, sans tenir compte du procédé biologique choisi.

Ensuite, j'ai calculé séparément le coût du traitement biologique par lit bactérien et celui par boues activées.

Enfin, j'ai additionné, pour chaque variante, le coût du procédé biologique choisi au coût des ouvrages communs afin d'obtenir le coût global de la station avec lit bactérien d'une part, et le coût global de la station avec boues activées d'autre part.

VII.3.1 Le coût des projets :

Le coût estimatif du projet est établi sur la base du coût du mètre cube (m³) d'eau épurée. Ce coût est composé de :

VII.3.1.1 Le coût d'investissement :

Donnée par :

$$C_{Ti} = C_{vrd} + C_{G.C} + C_{eq}$$

Avec :

C_{Ti} : le coût d'investissement.

$C_{G.C}$: le coût de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).

C_{eq} : le coût des équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

C_{VRD} : le coût VRD (les voiries et Réseaux divers).

VII.3.1.2 Coût de Terrassement :

Le coût de terrassement est calculé comme suit :

- Coût de terrassement :
 - L'épaisseur de la couche végétale est estimée à 30 cm.
 - Le prix du mètre cube de terrassement est évalué à 2500 DA.
 - Le volume de la couche végétale est calculé par l'expression

$$V_t = 0.3 \times S_{hi}$$

Où S_{hi} représente la surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage est donc :

$$C_t = 2500 \times V_t$$

Avec V_t représentant le volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

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

Ouvrages	S_{hi}	Volume (m3)	Coût (DA)
Dégrilleur grossière	1.33	0.399	997.5
Dégrilleur fin	1	0.3	750
Déssableur-déshuilleur	13.9	4.17	10425
2 Décanteur secondaires	98.4	29.52	73800
Répartiteur	4.359	1.3077	3269.25
Réservoir de stockage	8.9324	2.67972	6699.3
Déshydratation mécanique	11.69	3.507	8767.5
Epaississeur	24.3	7.29	18225
Stabilisateur	16.9	5.07	12675

Filtre à sable	47.07	14.121	35302.5
Bassin UV	2.32	0.696	1740
Aire de stockage	28.87	8.661	21652.5
Total	345.9614	103.78842	194303.55

Ainsi, le coût total du terrassement est $C_t = 194303.55$ DA.

VII.3.1.3 Coût de Béton Armé :

Le coût du mètre cube de béton est actuellement estimé à $P_u = 40,000$ DA.

- Le coût du béton est donc

$$C_b = P_u \times V_{tb}$$

V_{tb} : Le volume total du béton pour chaque ouvrage sera la somme de volume de mur et le volume de radier :

$$V_{tb} = V_r + V_m$$

Tel que :

$$V_r = S_h \times 0.3$$

Avec :

E_r (l'épaisseur du radier) = 0.3 m (selon les informations d'un bureau d'étude)

$$V_m = P \times H \times e_m$$

Avec :

P : périmètre de l'ouvrage et H : Hauteur de l'ouvrage.

E_m (l'épaisseur du mur) = 0.3 (selon les informations d'un bureau d'étude)

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Le coût de béton armé de chaque ouvrage

Ouvrages	V_r (m3)	V_m (m3)	V_{tb} (m3)	Coût (DA)
Dégrilleur grossière	0.399	1.398	1.797	71880
Dégrilleur fin	0.3	0.888	1.188	47520
Déssableur-déshuileur	4.17	24.1956	28.3656	1134624
2 Décanteur secondaires	29.52	51.52632	81.04632	3241852.8

Répartiteur	1.3077	7.0209	8.3286	333144
Réservoir de stockage	2.67972	11.49336	14.17308	566923.2
Centrifugeuse	3.507	6.21	9.717	388680
Epaississeur	7.29	15.723	23.013	920520
Stabilisateur	5.07	17.496	22.566	902640
Filtre à sable	14.121	27.01725	41.13825	1645530
Bassin UV	0.696	2.9007	3.5967	143868
Aire de stockage	8.661	22.8	31.461	1258440
Total	103.788	272.077	375.866	10655622

Le cout total de béton armé est : 10655622 DA

VII.3.1.4 Coût total du Génie Civil :

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

$$\begin{aligned}
 C_{gc} &= C_b + C_t \\
 C_{gc} &= 10655622 + 194303.55 \\
 &= 10849925.55 \text{ DA}
 \end{aligned}$$

VII.3.1.5 Coût des voiries et réseaux divers (VRD) :

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

$$\begin{aligned}
 C_{vrd} &= 0,25 \times C_{gc} \\
 C_{vrd} &= 0,25 \times 10849925.55 \\
 C_{vrd} &= 2712481.388 \text{ DA}
 \end{aligned}$$

VII.3.1.6 Coût des équipements électromécaniques et électriques et d'installations hydromécaniques :

Il est estimé à 60% du coût de G.C et VRD:

$$\begin{aligned}
 C_{eq} &= 0,6 \times (C_{gc} + C_{VRD}) \\
 C_{eq} &= 0,6 \times (10849925.55 + 2712481.388) \\
 C_{eq} &= 8137444.163 \text{ DA}
 \end{aligned}$$

VII.3.1.7 Coût total des investissements de la station :

Donnée par la relation suivante :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{eq}$$

$$C_{ti} = 21699851.1 \text{ DA}$$

Estimation des coûts de fonctionnement :

Comprend les dépenses associées à l'exploitation et à la maintenance de la station. Ces coûts Incluent les éléments suivants :

VII.3.1.7.1 Le coût de main d'œuvre :

Correspond à 5 % du coût total de l'investissement :

$$C_{mo} = 0,05 \times C_{ti}$$

$$C_{mo} = 1084992.555 \text{ DA}$$

VII.3.1.7.2 Coûts de maintenance des équipements :

Il est estimé à 10 % du coût d'investissement total :

$$C_{rm} = 0,10 \times C_{ti}$$

$$C_{rm} = 2169985.11 \text{ DA}$$

VII.3.1.7.3 Le coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût global de l'investissement :

$$C_{ff} = 0,05 \times C_{ti}$$

$$C_{ff} = 1084992.555 \text{ DA}$$

VII.3.1.7.4 Le coût de fonctionnement total :

$$C_{ft} = C_{ff} + C_{rm} + C_{mo}$$

$$C_{ft} = 4339970.22 \text{ DA}$$

VII.3.1.8 Le coût estimatif du projet :

$$C_p = C_{ft} + C_{ti}$$

$$C_p = 26039821.32 \text{ DA}$$

Cela signifie que le coût global du projet est de **26039821.32 DA**

Tous les calculs précédents sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Le coût total de la STEP sans traitement biologique.

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	194303.55
Coût total du béton armé	DA	10655622
Coût total de génie civil	DA	10849925.55
Coût des VRD	DA	2712481.388
Coût des équipements électromécaniques et électriques et d'installations hydromécaniques	DA	8137444.163
Coût total des investissements de la station	DA	21699851.1
Le coût après TVA 19%	DA	25822822.81
Coût de fonctionnement		
Coût de main d'oeuvre	DA	1084992.555
Coûts de maintenance des équipements	DA	2169985.11
Coût des frais financiers	DA	1084992.555
Coût de fonctionnement total	DA	4339970.22
Coût total	DA	30162793.03

Cout total : **30162793.03 DA**

Prix en lettres : **Trente millions cent soixante-deux mille sept cent quatre-vingt-treize dinars algériens et trois centimes.**

VII.4 Etude comparatif entre le coût des lits bactériens et les installations à boues activé.

La présente étude permet de comparer les techniques de boues activées et de lits bactériens pour trouver la plus fiable et celle qui est appropriée techniquement et économiquement pour le traitement des eaux usées.

VII.4.1 La première variante : le système des boues activées :

L'installation des boues activées est essentiellement composée des éléments suivants :

a) Aérateur (blower) :

Blower roots ou canal latéral 7,5 kW : entre 600 et 800 USD l'unité (prix EXW/FOB selon fournisseur chinois) ; on prend un prix unitaire de 750 USD. **(Made-in-China.com, 2025)**

b) Diffuseurs (fine-bulle) :

On utilise des diffuseurs d'importations de la Chine avec un prix de 2,8–12 USD/pc selon taille et qualité on prend 5 USD par pièce. **(Made-in-China.com, 2025)**

Nombre de diffuseurs nécessaires est donné par :

$$N = \frac{S}{a}$$

Avec :

S : surface de bassin de 82,55 m²

a : surface du buse (un diffuseur disque de membrane fine de 200–300 mm couvre environ 0,3 à 0,8 m² selon le modèle.

Prenons une valeur moyenne de 0,5 m² par diffuseur pour sécuriser le dimensionnement

c) Béton de construction :

$$C_b = P_u \times V_t$$

P_u : Le cout d'un m³ de béton armé est estimé à 40000 DA

Volume totale de béton dans les bassins biologique : 94.77 m³

d) Les pompes de recirculation :

Pour une pompe submersible de recirculation avec un débit de 233,9 m³/j (≈ 2,7 m³/h) nous recommandons une pompe de type VOLVO PUMPS 1 HP (0,75 kW), débit ≈ 24 m³/h, **prix ≈ AED 895 (~ 250 USD)**

- Le prix de dollar américain actuellement est ; 1 USD = 137 DA

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Le coût totale d'installation des boues activées

Composant	Quantité	Prix unitaire	Coûts total
Aérateur (blower)	8	102750	822000
Diffuseurs	165	700	115500
Pompes de recirculation	2	68500	137000
Cgc+VRD	/	/	5551172.625
Cft	/	/	3777000.24

Le prix total est : **10402672.87 DA**

Prix en chiffres : **Dix millions quatre cent deux mille six cent soixante-douze dinars algériens et quatre-vingt-sept centimes.**

VII.4.2 La deuxième variante : lit bactérien :

Les lits bactériens sont essentiellement composés des éléments suivants :

a) Garnissage avec brique concassé locale :

On utilise la brique en terre cuite à 8 trous (10x20x30 cm), également appelée brique creuse comme un matériau de garnissage

Nombre des briques nécessaire est donné par :

$$N = \frac{V_t}{V_u}$$

Avec :

V_t : volume de garnissage = 619.93 m³

V_u : volume d'une pièce de brique = 0.06 m³

Le cout total des briques est donné par :

$$C_{br} = N \times P_{ubr}$$

Avec :

N : le nombre des briques

P_{ubr} : le prix unitaire de brique = 18 DA (selon les informations d'un fournisseur local)

b) Béton de construction :

Donné par :

$$C_b = P_u \times V_t$$

Avec :

P_u : Le cout d'un m³ de béton armé est estimé à 40000 DA

V_t : volume totale de béton dans les bassins biologique donné par :

$$V_t = V_m$$

$$V_t = (P \times H \times 0.3)$$

$$V_t = 41.865 \text{ m}^3$$

c) Le fond du lit :

On va utiliser les Galets de rivière / pierre roulée comme un matériaux drainant les eaux usées épurées au fond du lit bactérien ; ce matériau est un idéale drainant pour les raisons suivantes :

- Très perméables : forme arrondie → espaces vides plus grands → excellent écoulement
- Résistance à l'érosion
- Disponibilité local (proximité d'oued, carrière, sablière)

Le volume occupé est donné par :

$$V_{dr} = 0.3 \times S_{lb}$$

Avec :

S_{lb} : la surface horizontale de lit bactérien (m²)

Le cout est donné par :

$$C_{dr} = V_{dr} \times P_u$$

Avec :

P_u : le prix unitaire = 2100DA / m³ (d'après un fournisseur local à Ain Taya Alger)

d) Sprinklers :

On va utiliser un bras de sprinkler en PVC de diamètre 60 mm (DN 63) et longueur de bras 17.78 m
Tube PVC DN 63 PN 6 (6 m) : 500 DA /6 m (selon un fournisseur local polytub.dz).

Accessoires à ajouter :

Prévois 20 à 50 % du coût du tuyau en plus pour les raccords et colliers :

Pour 1600 DA de tuyau on a 700 DA

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Le coût total de l'installation de lit bactérien.

Composant	Quantité	Prix unitaire	Coûts totaux en DA
Garnissage avec brique concassé locale	10333 briques	18 DA / brique	185994
Cgc+VRD	/	/	2093250
Cft	/	/	981553.2
Pierres de fond du lit	73.391 m ³	2100DA / m ³	154121.1
Sprinklers	17.78 m	500DA / 5m	2300

Le prix total est : **3417218.3 DA**

Prix en chiffres : **Trois millions quatre cent dix-sept mille deux cent dix-huit dinars algériens et trente centimes.**

Afin de comparer les deux variantes étudiées pour le traitement biologique des eaux usées de la commune (le lit bactérien et les boues activées), nous avons établi un tableau récapitulatif présentant les coûts globaux de chaque solution. Ce tableau (Tableau VI.6) permet de mettre en évidence les différences économiques entre les deux procédés, tout en tenant compte des ouvrages nécessaires et des équipements associés

VII.4.3 Calcul du prix du m³ d'eau traitée :

- ❖ Le coût d'amortissement annuel :

$$C_{aa} = \frac{C_{ti}}{T}$$

T : durée d'amortissement t= 20 ans.

- ❖ Coût annuel de la station :

$$C_{ann\ st} = C_{aa} + C_{ft}$$

- ❖ Calcul du prix du m³ d'eau épurée :

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2055 est

$$V_{an} = Q_{ptp}(2055) \times 365 = 1826656.005 \text{ m}^3$$

Le coût du m³ épurée (Ce) est donné par :

$$C_e = \frac{C_{ann\ st}}{V_{an}}$$

Tous les calculs précédents sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : comparaison technico économique des deux variantes.

Désignation	Unité	Coûts
STEP boues activés		
Coût de l'installation des boues activés après TVA	DA	11661550.66
Coût de reste du STEP	DA	30162793.03
Coût total de la STEP boues activés	DA	41824343.69
CAA	DA	331283.6313
Coût annuel de la station	DA	4108283.871
Coût de m3 d'eau épurée	DA	3.4
STEP lit bactérien		
Coût de l'installation de lit bactérien après TVA	DA	3879994.669
Coût de reste du STEP	DA	30162793.03
Coût total de la STEP lit bactérien	DA	34042787.7
CAA	DA	221783.255
Coût annuel de la station	DA	1103336.455
Coût de m3 d'eau épurée	DA	1.2

Conclusion comparative

L'analyse des coûts des deux solutions de traitement biologique met en évidence une différence notable entre les procédés.

La station d'épuration équipée d'un système de boues activées présente un coût global estimé à 41 824 343,69 DA, tandis que la variante avec lit bactérien affiche un coût inférieur, s'élevant à 34 042 787,70 DA.

Ainsi, le lit bactérien apparaît comme la solution la plus économique dans le contexte de ce projet, avec un écart d'environ 7,78 millions de dinars algériens en sa faveur. Ce choix pourrait s'avérer particulièrement pertinent pour la commune, notamment en raison des contraintes budgétaires et de la simplicité d'exploitation et de maintenance que présente ce type de procédé, comparé au système des boues activées.

Analyse du rapport coût/efficacité

✓ Lit bactérien :

Avantage primordiale : faible coût d'investissement, fluidité de fonctionnement, moins énergivore.

Limites primordiales : rendement épuratoire légèrement inférieur dans certains cas, surface au sol plus grand nécessaire pour la même charge, performance sensible aux variations de charge et au climat.

✓ Boues activées :

Avantage primordiale : très bon rendement épuratoire, flexibilité face aux variations de charge, possibilité de traiter des charges plus hautes sur un espace compact.

Limites primordiales : coût d'investissement et d'exploitation plus élevé, besoin en main-d'œuvre qualifiée et en énergie plus grand, maintenance plus complexe et à jour.

VII.5 Conclusion

Le choix entre les deux procédés de traitement biologique boues activées ou lit bactérien dépend principalement des spécificités du site et des objectifs de performance attendus. Il convient de souligner que le procédé des boues activées offre généralement une meilleure efficacité épuratoire, notamment en termes de réduction des matières organiques et des nutriments et il est adaptable en cas de changement de la charge polluant ou les conditions climatiques. En revanche, le lit bactérien présente un coût d'investissement inférieur, ce qui en fait une option plus économique, particulièrement intéressante dans un contexte de maîtrise budgétaire ; par ailleurs, ce procédé est souvent mieux adapté aux zones rurales, telles que la commune de Bougherdine et présente le meilleur choix dans notre cas, où il permet de garantir un traitement efficace tout en étant plus simple à exploiter et à entretenir. Il serait peu judicieux de mobiliser des sommes importantes pour une petite commune ou un village, alors qu'une solution plus économique et suffisamment performante comme le lit bactérien est disponible. Ce procédé est d'ailleurs largement utilisé en Europe, notamment dans des contextes similaires, en raison de sa fiabilité, de sa durabilité et de ses faibles coûts de fonctionnement. De plus, il contribue efficacement à la protection de l'environnement et à la préservation des cours d'eau contre les rejets polluants, ce qui est essentiel dans les zones rurales à proximité de ressources naturelles sensibles.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Dans la présente mémoire, nous avons étudié le projet de dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées pour la commune de BOUGHERDAINE, en mettant en évidence l'urgence de traiter des eaux usées au sein du contexte de la pollution croissante et de la pénurie d'eau qui touche la région. Grâce à une analyse approfondie du site, des caractéristiques des eaux usées et des solutions de traitement les plus appropriées, nous avons prouvé qu'une station d'épuration correctement dimensionnée pouvait contribuer de façon appréciable à l'amélioration de la qualité de l'eau et à la préservation de l'environnement.

Dans les circonstances la recherche a démontré que, par leur mise en place, les techniques de traitement modernes des eaux, telles que les boues activées, peuvent apporter une solution durable aux problèmes de pollution de l'eau tout en ouvrant la voie à l'utilisation agricole des eaux ainsi traitées, ce qui permet la diminution de la pression sur la ressource eau et une durabilité des systèmes d'activité agricole.

Aux vues de ces résultats nous préconisons d'exécuter le projet dans les conceptions préconisées avec une attention accrue à l'optimisation des procédés de traitement aux suivis des performances. De plus, nous estimons nécessaire de compléter à l'issue du projet des études de manière à suivre les effets du projet à long terme et repérer d'éventuels axes d'amélioration.

Par ailleurs, l'étude technico-économique a montré que le procédé par lit bactérien s'avère moins coûteux que celui par boues activées, ce qui constitue un avantage majeur dans un contexte de maîtrise des investissements et des coûts d'exploitation.

Pour conclure, ce projet met en avant l'importance de l'innovation dans le traitement et la réutilisation des eaux tout en proposant un modèle reproductible à d'autres territoires confrontés à des problèmes similaires. Nous espérons que ce travail contribuera à l'amélioration de la durabilité environnementale et agricole, au déploiement de projets futurs au service d'objectifs similaires dans d'autres territoires.

Bibliographique

References bibliographies :

- Agence Nationale de Sécurité Sanitaire de l'Alimentation, d. l. (2012). *Réutilisation des eaux usées traitées pour l'irrigation des cultures, l'arrosage des espaces verts par aspersion et le lavage des voiries : rapport d'expertise collective*. France: Édition scientifique, ANSES.
- ANSES. (2012). *Réutilisation des eaux usées traitées pour l'irrigation des cultures, l'arrosage des espaces verts par aspersion et le lavage des voiries : rapport d'expertise collective*. Édition scientifique, ANSES.
- Bechac, J.-P. (1987). *Traitement des eaux usées*. France: Eyrolles.
- Boeglin, J.-C. (1998). *Traitements biologiques des eaux résiduaires*. Paris: Editions Techniques de l'Ingénieur.
- Boumaaza, M. (2019/2020). *Polycopié de cours destiné aux étudiants en Licence Hydraulique : Traitement et épuration des eaux*. Guelma: Université 8 Mai 1945 Guelma, Faculté des Sciences et de la Technologie, Département Génie Civil & Hydraulique.
- Bourrier, R. S. (2010). *Guide technique de l'assainissement*. Paris: Le Moniteur.
- Brouwer, C., Prins, K, Kay, M, & Heibloem, M. (1989). *Irrigation water management: irrigation scheduling*. Rome: Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO).
- Cemagref. (2004). France.
- Degremont, S. . (2002). *Mémento Degremont – Traitement biologique*. Suez.
- Degremont, S. (2005). *Mémento technique de l'eau*. Paris: Lavoisier, Techniques et Documentation.
- Dhaouadi, H. (2008). *Traitement des eaux usées urbaines : les procédés biologiques d'épuration*. Tunis: Université Virtuelle de Tunis.
- DRE. (2024). *Avant-projet détaillé de la step de Bougherdaine MILA*. Bougherdaine wilaya de MILA.
- Eddy, M. &. (2002). *Wastewater engineering: treatment and reuse*. New York: McGraw-Hill.

Bibliographique

- Eme, C., & Molle, P. (2013). *Stockage des eaux usées traitées en vue de leur réutilisation : état de l'art*. Irstea.
- Ennaou, A. (2010). *Étude de dimensionnement d'une STEP à lits bactériens précédés d'étangs anaérobies et gestion des sous-produits*. École de Génie de l'État et Institut Agronomique et de l'Environnement du Maroc.
- Gaid, A. (1984). *Épuration biologique des eaux usées urbaines* (Vol. Tome1). Alger: OPU.
- KOLLER, E. (2004). *Traitement des pollutions industrielles : eau, air, déchets, sols, boues*. Paris: Techniques et ingénierie.
- Libes, Y. (20 mars 2024). *Les eaux usées et leur épuration*.
- Made-in-China.com. (2025). Consulté le 6 2, 2025
- Made-in-China.com. (2025). *Aeration blower price 2025, manufacturers and suppliers*. Consulté le 6 2, 2025
- Pronost, J., Pronost, R, Deplat, L, Malrieu, J, & Berland, J.-M. (2002). *Stations d'épuration : dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation*. France: FNDAE.
- RACAULT, Y. ..., & F. SEURET. (2004). *Éléments de conception et de dimensionnement des lits bactériens*. Toulouse, France: Université de Toulouse.
- Rejsek, F. (2002). *Analyse des eaux : aspect réglementaire et technique*. Bordeaux: Centre régional de documentation pédagogique d'Aquitaine (CRDP).
- Rodier, J. (1996). *L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eau résiduaire, eau de mer*. Paris: Dunod.
- Sadowski, A. (2002). *Méthode de calcul d'une filière de traitement : boues activées – très faible charge, nitrification et dénitrification, traitement du phosphore*. France: SHU, ENGEES.
- Sadowski, A. (2002). *Traitement des eaux usées urbaines* (Vol. tome 3).
- SADOWSKI.AG. (2002). *Méthode de calcul d'une filière de traitement : boue activées –Très faible charge, nitrification et dénitrification, Traitement du phosphore*. France.

Bibliographique

Salghi, R. (2009). *Dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées.*

Agadir, marroc: École Nationale des Sciences Appliquées d'Agadir.

SARDIN, M. M., & Michel ROUSTAN. (1998). *Traitement biologique par lit*

bactérien. Bordeaux, France: Université de Bordeaux.

Satin, M. S. (1999). *Guide technique de l'assainissement* (éd. ISBN : 978-2-281-

11239-9). (Moniteur, Éd.) Paris: Moniteur.

Satin, M., Selmi, B, & Régis, B. (2010). *Guide technique de l'assainissement.* Paris:

Moniteur.

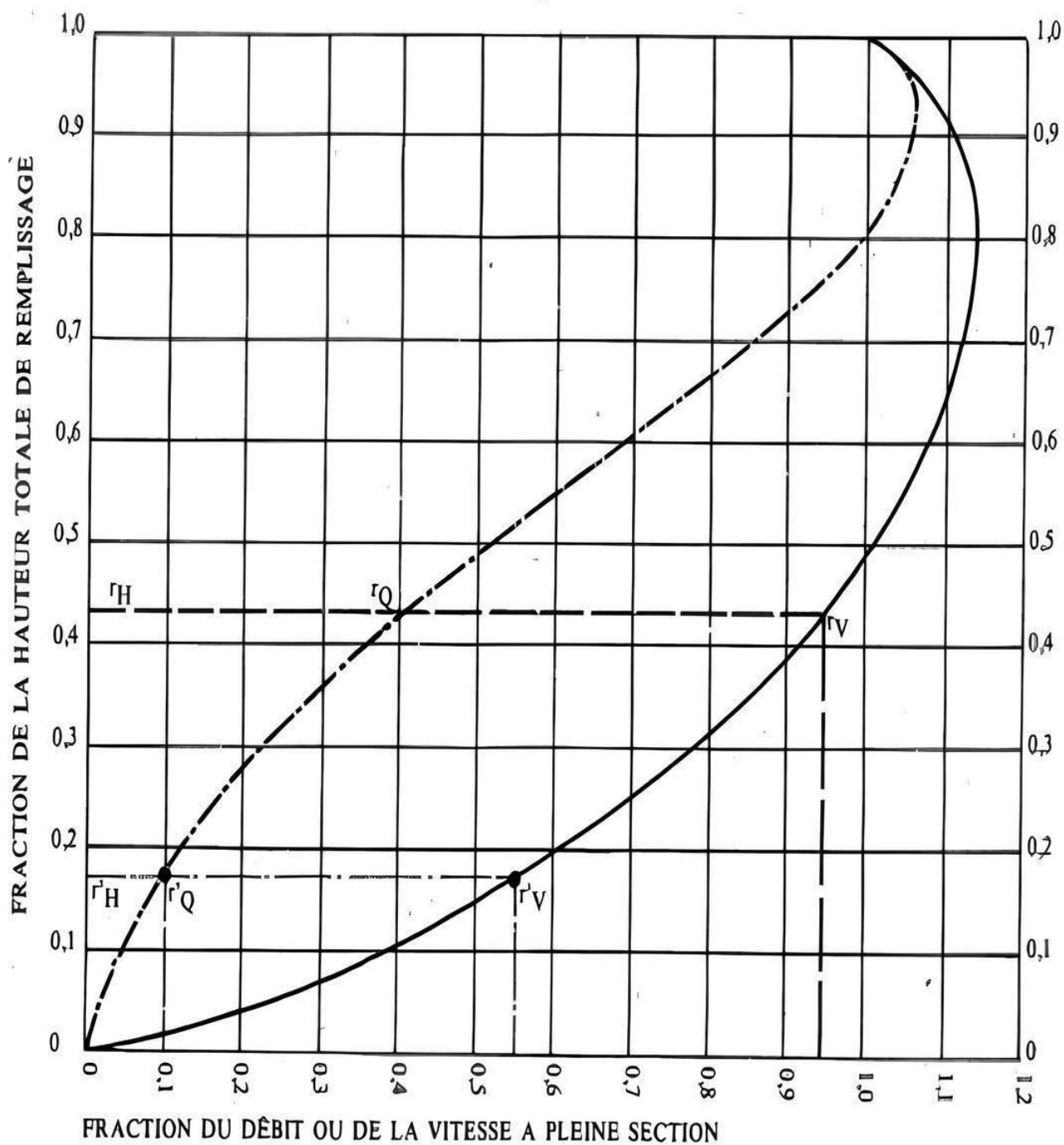
ANNEXE

Annexe 01

Variation des débits et vitesses en fonction du remplissage ouvrage circulaire (KERLOC'H B, MAELSTAF D, 1977)

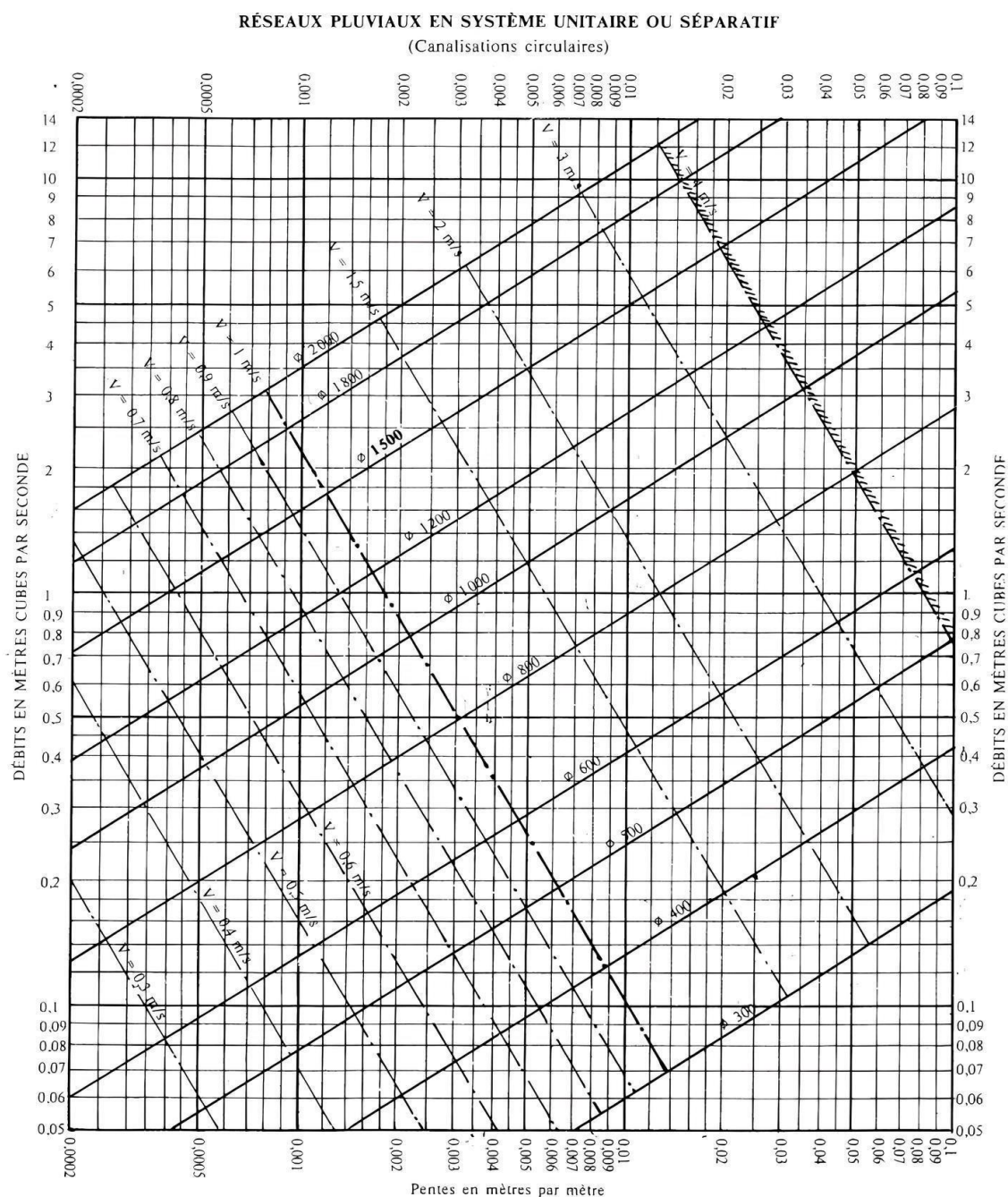
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



Annexe 02

Abaque pour réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif canalisation circulaire (KERLOC'H B, MAELSTAF D, 1977)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0.46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0.30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.