

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"

ⵓⵎⵓⵔ ⵉⵎⵓⵔ ⵉⵎⵓⵔ ⵉⵎⵓⵔ ⵉⵎⵓⵔ ⵉⵎⵓⵔ

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 BERROUAGHIA (W. MEDEA) en vue de
leur réutilisation.**

Présenté par :

BRAHIM BELHAOUARI MOHAMED AMINE

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
Mme. Aziez Ouahiba	M.C. B	Promoteur

Session : septembre 2025

Remerciement

Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Ma gratitude va en premier lieu à Madame **Aziez Ouahiba**, mon professeur encadrant, pour sa précieuse guidance, sa patience et ses conseils éclairants qui ont constamment orienté ma réflexion.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance à Mesdames **BETATACHE Hayat** et **TAFAT Leila** pour leurs recommandations avisées, leur soutien indéfectible et leur bienveillance tout au long de ce projet.

Je remercie chaleureusement les membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer mon travail et le temps qu'ils lui consacrent.

Un remerciement particulier à l'ensemble des enseignants de l'ENSH pour la qualité de la formation dispensée.

Enfin, je n'oublie pas mes amis et toutes les personnes qui m'ont soutenu moralement et apporté leur aide ; je leur suis infiniment reconnaissant.

Dédicace

Du plus profond de mon cœur, je dédie ce modeste travail, fruit d'années d'études et d'efforts, à toutes les personnes qui m'ont entouré, soutenu et guidé.

À ma chère mère

Aucune dédicace ne saurait suffire à exprimer tout mon respect, mon amour éternel et ma profonde considération pour les sacrifices innombrables que vous avez consentis pour mon éducation et mon bien-être. Merci pour votre soutien indéfectible et votre affection inconditionnelle qui m'ont porté depuis mon enfance. Que votre précieuse bénédiction m'accompagne toujours. Puisse Dieu le Très Haut vous entourer de santé, de bonheur et vous accorder une longue vie.

À la mémoire de mon père

Je dédie ces pages à mon père ALI, parti bien trop tôt, qui n'a cessé de me pousser à me dépasser et a nourri ma soif d'apprendre. Je lui dois la rigueur, l'honnêteté et les valeurs qui guident ma vie. J'espère humblement que, depuis le monde où il réside désormais, il verra ce travail comme un témoignage de ma gratitude et de mon amour. Puisse Dieu Tout-Puissant l'accueillir dans Sa Sainte Miséricorde.

À mes chères sœurs et chers frères

Pour leur affection, leurs encouragements permanents et leur soutien sans faille tout au long de ce parcours. Votre présence à mes côtés a été une force inestimable.

À mes chers amis

Pour leur solidarité, leur motivation et tous les moments de partage qui ont illuminé ces années d'études. Merci pour votre présence réconfortante et votre amitié précieuse.

Enfin, à toutes les personnes rencontrées lors de mon stage d'ingénieur

Mes sincères remerciements vont à mes maîtres de stage, tuteurs, ainsi qu'à l'ensemble des ingénieurs, techniciens et collègues qui m'ont accueilli, fait confiance et généreusement transmis leur savoir et leur expérience. Leurs précieux conseils, leurs enseignements pratiques et la richesse des informations qu'ils ont bien voulu me communiquer ont été fondamentaux pour la concrétisation de ce travail.

ملخص:

يهدف هذا البحث إلى تصميم محطة معالجة مياه الصرف الصحي لمدينة البرواقية ولاية المدية بهدف معالجة تلوث المياه والمساهمة في الحد من نقص المياه في المنطقة. وتعتمد المنهجية المتبعة على تحليل مفصل لخصائص المياه الملوثة، ودراسة عملية المعالجة البيولوجية الحمأة المنشطة 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 المياه، حمولة منخفضة، إعادة الاستخدام، الحمأة المنشطة

Résumé :

Cette étude a pour objectif la conception d'une station d'épuration des eaux usées pour la de BERROUAGHIA, afin de traiter la pollution des eaux usées 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, 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, Fable charge, Réutilisation, Boues activées,

Summary:

This study aims to design a wastewater treatment plant for the commune of BERROUAGHIA in order to address the pollution of water 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 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, low load , Water reuse, Activated sludge,

LISTE DES Abréviation

<i>Abréviation</i>	<i>Signification</i>
STEP	Station d'épuration
MES	Matières en suspension
MVS	Matières volatiles en suspension
MMS	Matières minérales en suspension
DBO	Demande biologique en oxygène
DCO	Demande chimique en oxygène
COT	Carbone organique total
MO	Matière organique
MM	Matière minérale
P	Phosphore
N	Azote
NH_4^+	Azote ammoniacal
NTK	Azote KJELDAHL
NO_3^-	Azote des nitrates
NO_2^-	Azote des nitrites
NGL	Azote global
EH	Equivalent habitant
REUE	Réutilisation des eaux usées épurées

LISTE DES SYMBOLES

<i>Symbole</i>	<i>Signification</i>	<i>Unité</i>
$Q_{\text{moy,j}}$	Débit moyen journalier	m^3/j
$Q_{\text{équipement}}$	Débit d'équipement	m^3/j
Q_{tot}	Débit total	m^3/j
Q_{EU}	Débit des eaux usées	m^3/j
C_p	Coefficient de pointe	-
Q_{pts}	Débit de pointe à temps sec	m^3/j
Q_d	Débit diurne	m^3/h
N_{EH}	Nombre d'équivalents habitant	EH
C_{rj}	Coefficient de rejet	-
C_m	Charge massique	$\text{kg DBO}_5/\text{kg MVS} \cdot \text{j}$
C_v	Charge volumique	$\text{kg DBO}_5/\text{m}^3$
t_s	Temps de séjour	h
S_g	Section de la grille	m^2
L_g	Largeur de la grille	m
α	Angle de l'inclinaison de la grille avec l'horizon	°
σ	Coefficient de colmatage de la grille	-
B	Fraction de surface occupée par les barreaux	-
e	Espacement entre les barreaux	m
d	Diamètre des barreaux	m
h_{max}	Hauteur d'eau maximale dans le canal (dégrilleur)	m
q_{O_2}	Besoin journalier en oxygène	kg/j
$q_{\text{O}_2\text{rép}}$	Besoin horaire en oxygène en temps diurne	kg/h
N_{nit}	Quantité d'azote à nitrifier	kg/j
$N_{\text{dénit}}$	Quantité d'azote à dénitrifier	kg/j
E_n	Puissance de l'aération nécessaire	KW
E_a	Quantité d'oxygène par unité de puissance	kg/KW
E_b	Puissance de brassage	KW
t_f	Temps de fonctionnement de l'aérateur	h/j
N_a	Nombre d'aérateurs	-
V_g	Vitesse de passage à travers la grille	m/s
N_e	Nombre d'espacements	-
β'	Coefficient dépendant de la forme des barreaux	-
N_b	Nombre des barreaux	-
V_h	Vitesse horizontale	m/s
V_s	Vitesse de sédimentation	m/s
V_{air}	Volume d'air à injecter	m^3/h
Q_{air}	Débit d'air à injecter	m^3/h
X_a	Quantité de boues dans le bassin d'aération	kg
X_{min}	Quantité de boues minérales	kg/j

LISTE DES SYMBOLES

X_{dur}	Quantité des boues difficilement biodégradables	kg/j
X_m	Concentration de boues en excès	kg/m ³
I_m	Indice de Mohlman	mg/L
R	Taux de recyclage	%
Q_{boues}	Débit de boues en excès	m ³ /j
A_b	Âge des boues	jours
V_{asc}	Vitesse ascensionnelle	m/s
V_{lit}	Volume du lit de séchage	m ³
Q_{ptp}	Débit de pointe en temps de pluie	m ³ /s, m ³ /h, m ³ /j
L_0	Longueur de la grille	M
ΔH	Pertes de charge	M
$V_{refus,max}$	Volume maximal des refus	m ³ /j
$V_{refus,min}$	Volume minimal des refus	m ³ /j
MMS	Matières minérales en suspension	kg/j
MVS	Matières volatiles en suspension	kg/j
MMS_e	Matières minérales éliminées	kg/j
MMS_s	Matières minérales à la sortie de l'ouvrage	kg/j
MES_s	Matières en suspension à la sortie de l'ouvrage	kg/j
Q_{sable}	Quantité de sable extradite	m ³ /j
$Q_{graisse}$	Production de graisse	m ³ /j
q_{O_2}	Besoin théorique en oxygène	kgO ₂ /j
$q_{O_{2p}}$	Besoin théorique horaire en oxygène en temps diurne	kgO ₂ /h
$q_{O_{2h}}$	Quantité horaire d'oxygène	kgO ₂ /h
$q_{O_{2m^3}}$	Quantité d'oxygène nécessaire par m ³ du bassin	kgO ₂ /m ³
$q_{O_{2,réel}}$	Besoin réel en oxygène	kgO ₂ /j
ΔX	Quantité des boues en excès	kg/j
$Q_{bexcès}$	Débit de boues en excès	m ³ /j
q_{sp}	Débit spécifique par m ³ de bassin	kg/m ³ /j
I_m	Indice de Mohlman	mL/g
X_m	Concentration en MES	kg/m ³
Q_{reci}	Débit de recirculation des boues	m ³ /h
H	Hauteur	m
S_e	Surface de l'épaississeur	m ²
H_c	Hauteur du cône	m
V_c	Volume du cône	m ³
$q_{déschy/h}$	Débit de déshydratation par temps de fonctionnement	m ³ /h
V_{lit}	Volume d'un lit	m ³
$V_{/an}$	Volume des boues étalées par lit et par an	m ³
$V_{B,extraites}$	Volume des boues à extraire	m ³ /j
V_{BS}	Volume des boues à sécher par an	m ³
S_0	Surface d'un lit de séchage	m ²

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT.....	I
DEDICACE.....	II
ملخص:.....	III
LISTE DES ABREVIATION	IV
LISTE DES PLANCHES	XIV
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES.....	3
INTRODUCTION.....	3
I.1 DEFINITIONS DE L'EAU USEE.....	3
I.2 ORIGINE DES EAUX USEES	3
I.2.1 Eaux usées domestiques.....	3
I.2.2. les eaux industrielles	3
I.2. 3 Les eaux agricole.....	4
I.2. 4 Les eaux pluviales.....	4
I.3 LES DIFFERENTS TYPES DE POLLUTION.....	4
I.3.1 Pollution organique.....	4
I.3.2 Pollution microbiologique.....	4
II.3.3 Pollution minérale.....	4
I.4 PARAMETRES DE POLLUTION DES EAUX	5
I.4.1 paramètre physique.....	5
I.4. 2 Les Paramètres Chimiques.....	5
I.4.3 Paramètres microbiologiques.....	6
I.5 CONSEQUENCES DE LA POLLUTION	6
I.5.1 Santé publique.....	6
I.5.2 Environnement	6
I.5.3 Économique.....	7
I.5.4 Agricole	7
I.6 NORME DE REJET.....	7
Conclusio:.....	7
Chapitre II : Procédés de Traitement des Eaux Usées.....	9
INTRODUCTION	9
II.1 LES DIFFERENTES ÉTAPES D'ÉPURATION	9
II.1.1PRETRAITEMENT	9
II.1.1.1 Relevage.....	10
II.1.1.2 Dégrillage	10
II.1.1.3 Dessablage-Déshuilage	10
II.1.2 TRAITEMENT PRIMAIRE	10
II.1.2.1 Neutralisation	10
II.1.2.2 Décantation	10
II.1.3 TRAITEMENTS SECONDAIRES	10
II.1.3.1 Lagunage.....	11
II.1.3.2 Épuration Biologique à Biomasse Fixée.....	11
II.1.3.3 Cultures Libres (Boues Activées).....	12
II.1.3.4 Caractéristiques de Fonctionnement.....	12
II.1.4 DECANTATION SECONDAIRE	12

II.1.5 TRAITEMENTS COMPLEMENTAIRES.....	12
II.1.5.1 Élimination et Traitement des Odeurs.....	12
II.1.5.2 Élimination du Phosphore.....	13
II.1.5.3 Élimination de l'Azote.....	13
II.1.5.4 Filtration.....	13
II.1.5.5 Désinfection.....	13
II.1.6 TRAITEMENT DES BOUES	13
II.1.6.1 Épaississement.....	13
II.1.6.2 Stabilisation.....	13
II.1.6.3 Conditionnement	14
II.1.6.4 Déshydratation	14
II.1.6.5 Séchage.....	14
Conclusion.....	14
CHAPITRE III : PRESENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE.....	16
INTRODUCTION	16
III-1SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	16
III-2 SITUATION GEOLOGIQUE.....	17
III-3SITUATION HYDROGEOLOGIE	18
III-4 SITUATION TOPOGRAPHIQUE.....	18
III.5 SITUATION CLIMATIQUE	18
III.5.1 Température.....	18
III.5.2 Le vent.....	19
III.5.3 Humidité relative	20
III.5.4 Les précipitations	21
III.5.5 Évaporation.....	21
III.6 SITUATION HYDRAULIQUE	22
III.6.1 Alimentation en eau potable.....	22
III.6.2ASSAINISSEMENT.....	22
III 7 ETUDE DEMOGRAPHIQUE DE LA REGION	22
CONCLUSION	23
CHAPITRE IV : ESTIMATION DES BESOINS ET DES CHARGES POLLUANTES	25
INTRODUCTION	25
IV.1 SITE D'IMPLANTATION DE LA STATION D'ÉPURATION DE LA VILLE DE BERROUAGHIA	25
IV.1.1Localisation de la Station d'Épuration	25
IV.1.2 L'Arrivée des Eaux Brutes.....	26
IV.1.3 Critères de Choix du Site	26
IV.2 ÉSTIMATION DES BESOINS EN EAU	26
IV.2.1 Besoins en Eau Domestique.....	26
IV.2.2 Besoins en Eau des Équipements	26
IV.2.3 Besoins en Eau Total.....	27
IV.2.4 Débit des Eaux Usées.....	27
IV.2.5 Débit de Pointe.....	27
IV.3 NOMBRE D'ÉQUIVALENT HABITANT.....	27
IV.4 CARACTERISTIQUES DES EAUX USEES DE LA ZONE D'ÉTUDE	28
IV.5 METHODES D'ANALYSE DES PRINCIPAUX PARAMETRES EXAMINES	28
IV.6 LES RESULTATS D'ANALYSE D'EAU BRUTE.....	28
IV.7 ÉVALUATION DES CHARGES POLLUANTES	30
IV.8 PERFORMANCE EXIGÉES	30
IV.9 RENDEMENT D'ÉLIMINATION.....	31
IV.10 CHOIX DE FILIERE DE TRAITEMENT	32
IV.11 JUSTIFICATION DE CHOIX DE FILIERE DE TRAITEMENT	32

CONCLUSION	32
CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'ÉPURATION.....	34
INTRODUCTION	34
V.1 PRETRAITEMENT	35
V.1.1 Dégrillage.....	35
V.1.2 Dessablage-Déshuilage.....	37
V.2 TRAITEMENT SECONDAIRE.....	41
V.2.1 Zone d'Anoxie	41
V.2.2 Bassin d'aération	43
V.2.3 Besoin théorique en oxygène	44
V.2.4 Choix du Système d'Aération.....	46
V.2.5 Calcul des Caractéristiques de l'Aérateur	46
V.2.6 Quantité des boues en excès	47
V.2.7 Taux de recyclage	48
V.2.8 Zone de Contact	49
V.2.9 Zone de Dégazage	49
V.3 CLARIFICATEUR	50
V.4 TRAITEMENT DES BOUES	51
V.4.1 Épaississement	51
V.4.2 Stabilisation aérobie	52
V.4.3 Déshydratation Mécanique.....	54
V.4.4 Lit de séchages.....	54
V.5 TRAITEMENT TERTIAIRE	57
V.5.1 Bassin coagulation et floculation.....	57
V.5.2 La filtration.....	57
V.5.3 Dimensionnement de bassin UV.....	60
CONCLUSION	61
CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE	63
INTRODUCTION	63
VI.1 OUVRAGES D'ARRIVÉE	63
VI.1.1 Déversoir d'Orage	63
VI.1.2 Dimensionnement du Déversoir d'Orage.....	64
VI.1.3 Fosse à bêtards.....	65
VI.1.4 Poste de relevage	66
VI.1.4.1 Dimensionnement de la Station de Relevage	66
VI.1.4.2 Calcul du Diamètre de la Conduite de Refoulement.....	66
VI.1.4.3 Caractéristiques des Pompes.....	66
VI.1.4.4. Caractéristiques des pompes choisies	68
VI.1.5 Dimensionnement de la Bâche	68
VI.1.6 Bassin de Stockage	69
VI.2 PROFIL HYDRAULIQUE.....	69
VI.2.1 Calcul des Longueurs des Conduites reliant les Ouvrages.....	69
VI.2.2 Calcul des Diamètres des Conduites et les Côtes Piézométriques des Différents.....	70
Ouvrages.....	70
CONCLUSION	71
ESTIMATION DES BESOIN ET CHOIX DES CULTURES	72
CHAPITRE VII ESTIMATION DES BESOINS ET CHOIX DE CULTURE.....	73
INTRODUCTION	73
VII.1 DÉFINITION LA REUTILISATION DES EAUX USEES TRAITEES (REUE).....	73

VII.2 LES DOMAINES DE REUTILISATION DES EAUX USEES EPUREES (REUE)	73
VII.2.1 La REUE urbaine	73
VII.2.2 La REUE industrielle	73
VII.2.3 La recharge de nappe.....	73
VII.2.4 La REUE agricole	74
VII.3 RESSOURCES EN SOL	74
VII.4 ETUDE DE LA QUALITE DE L'EAU D'IRRIGATION	74
VII.5 CLASSIFICATION DES EAUX D'IRRIGATION :	75
VII.5.1 La concentration totale des sels solubles	75
VII.5.2 Le SAR (Sodium Absorption Ration)	75
VII.6 CALCUL DE LA PLUIE DE PROJET :	76
VII.6.1 Répartition de la pluie moyenne annuelle :	76
VII.6.2 Test de d'homogénéisation de Mood.....	78
VII.6.3 Ajustement des pluies annuelles.....	78
VII.6.4 Test de validité d'un ajustement.....	79
VII.6.5Détermination de l'année de calcul	79
VII.7 BESOIN EN EAU DE CULTURE.....	80
VII.7.1Détermination de l'évapotranspiration (ETP).....	80
VII.7.2L'évapotranspiration maximale (ETM).....	81
VII.873Le coefficient culturaux Kc.....	81
VII.7.4La réserve facilement utilisable (RFU).....	81
VII.7.5 Calcul de la pluie efficace	82
VII.7.6 Calcul des besoins en eau d'irrigation :	82
VII.8 LE CALCUL DE DEBIT D'IRRIGATION	84
VII.9 LE CALCUL DE LA SUPERFICIE A IRRIGUER	85
VII.10 PROPOSITIONS DE REUTILISATION DES EAUX USEES EPUREES DE LA SETP	86
CONCLUSION	86
CHAPITRE VIII : ÉTUDE TECHNICO-ECONOMIQUE	88
INTRODUCTION	88
VIII.1 Estimation du coût total de réalisation de la station	88
VIII.1.1Coût d'investissement	88
VIII.1.2Coût de Terrassement.....	88
VIII.1.3Coût de Béton Armé.....	88
VIII.1.4 Coût total du Génie Civil.....	89
VIII.1.5 Coût des VRD	89
VIII.1.6 Coût des équipements électromécaniques et électriques et d'installations hydromécaniques	90
VIII.2COUT TOTAL DES INVESTISSEMENTS DE LA STATION	90
VIII.3ESTIMATION DES COUTS DE FONCTIONNEMENT	90
VIII.3.1 Le coût de main d'œuvre.....	90
VIII.3.2 Coûts de maintenance des équipements.....	90
VIII.3.3 Le coût des frais financiers	90
VIII.4 LE COUT DE FONCTIONNEMENT TOTAL	90
VIII.5 LE COUT ESTIMATIF DU PROJET	90
VIII.6 CALCUL DU PRIX DU M ³ D'EAU TRAITEE :	90
VIII.6.1Lecoût d'amortissement :	91
VIII.6.2Coût annuel de la station :	91
VIII.6.3Calcul du prix du m ³ d'eau épurée :	91
CONCLUSION	91
CONCLUSION GÉNÉRALE	92
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	I

LISTES DES ANNEXE.....	I
ANNEXE III	III

Liste des tableaux :

TABLEAU I.1 : LES VALEURS LIMITENT DES PARAMETRES DE REJET DANS UN MILIEU RECEPTEUR	7
TABLEAU III.1: LES VARIATIONS DU TYPE DE SOL.....	17
TABLEAU III.2: PENTES DANS LA ZONE D'ETUDE	18
TABLEAU III.4 : POPULATION FUTURE DE LA ZONE D'ETUDE.....	23
TABLEAU IV. : DEBIT D'EAU USEES REJETEES PAR LES EQUIPEMENTS	26
TABLEAU IV.2 : RESULTATS DU CALCUL DES DEBITS ESTIMES ET DU NOMBRE D'EQUIVALENTS HABITANTS POUR LES HORIZONS 2040 ET 2055	28
TABLEAU IV.3 : METHODES D'ANALYSE DES PRINCIPAUX PARAMETRES EXAMINES	28
TABLEAU IV.4 : DONNEES DES EAUX USEES DE LA ZONE D'ETUDE	29
TABLEAU IV.5 : FLUX DE POLLUTION ET CONCENTRATIONS EN POLLUANTS (2040 ET 2055)	30
TABLEAU IV.6 : QUALITE DES EAUX APRES TRAITEMENT BIOLOGIQUE	31
TABLEAU IV.7 : RESULTATS DES CALCULS DU RENDEMENT D'ELIMINATION POUR LES DIFFERENTS POLLUANTS	31
TABLEAU V.1 : BASE DE DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION	34
TABLEAU V.2 : ÉPAISSEUR ENTRE LES BARREAUX (E) ET DIMETRE DES BARREAUX (D)	36
TABLEAU V.4 : BASE DE DIMENSIONNEMENT DU DEGRILLEUR.....	36
7.....	36
TABLEAU V.5 : RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT DE DEGRILLEUR.....	37
TABLEAU V.6 : RESULTATS DE CALCUL DU DESSABLEUR-DESHUILEUR.....	40
TABLEAU V.7 : RESULTATS DE CALCUL DU BASSIN D'ANOXIE	42
TABLEAU V.8 : CARACTERISTIQUE DU BASSIN D'AERATION	44
LE TABLEAU V.9 DONNE LES VALEURS DE A' ET B' EN FONCTION DE CHARGE MASSIQUE	45
TABLEAU V.10 : BESOINS EN OXYGENE	46
TABLEAU V.11 : CARACTERISTIQUES DES AERATEURS.....	47
TABLEAU V.12 : BILAN DES BOUES	48
TABLEAU V.13 : RESULTATS DE CALCULE BASIN DE CONTACT.....	49
TABLEAU V.14 : RESULTATS DE CALCUL DE LA ZONE DE DEGAZAGE	50
TABLEAU V.15 : RESULTATS DE CALCUL DU CLARIFICATEUR	51
TABLEAU V.16 : RESULTATS DE CALCUL DE L'ÉPAISSISSEUR.....	52
TABLEAU V.17:LES RESULTATS DE CALCUL DE STABILISATION AEROBIE	53
TABLEAU V.18 : RESULTATS DE CALCUL DE LA DESHYDRATATION MECANIQUE	54

TABLEAU V.19 : RESULTATS DE CALCUL DES LITS DE SECHAGE	55
TABLEAU V.20 : LES CHARGES A LA SORTIE DE TRAITEMENT SECONDAIRE	56
TABLEAU V.21 : LES CONCENTRATIONS A LA SORTIE DE TRAITEMENT SECONDAIRE.....	56
TABLEAU V. 22 : LES RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT LES DE COAGULATION FLOCULATION	57
TABLEAU V.23 : LES RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT DE FILTRE A SABLE RAPIDE.....	59
TABLEAU V.21 : LES CONCENTRATIONS A LA SORTIE DE TRAITEMENT TERTIAIRE.....	61
TABLEAU VI.1 : DONNEES DE LA STATION DE RELEVAGE	66
TABLEAU VI.2 : LES VALEURS DE K, M ET B	67
TABLEAU VI.3 : COTES DE TERRAIN NATUREL DES DIFFERENTS OUVRAGES DE LA STATION D'EPURATION	69
TABLEAU VI.4 : LONGUEUR DES CONDUITES ENTRE LES OUVRAGES DE LA STATION D'EPURATION	70
TABLEAU VI.5 : COTES DES DIFFERENTS OUVRAGES DE LA STATION D'EPURATION.....	71
TABLEAU VI.6 :CARACTERISTIQUES DES CONDUITES RELIANT LES DIFFERENTS OUVRAGES DE LA STATION D'EPURATION ..	71
TABLEAU VII.1 : LES CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUES DES SOLS ARGILO-LIMONEUX	74
TABLEAU VII.2 : CARACTERISTIQUES CHIMIQUE DE L'EAU D'IRRIGATION	74
TABLEAU VII.3 : CLASSIFICATION DES EAUX EN FONCTION DE LA CONDUCTIVITE ELECTRIQUE	75
TABLEAU VII.4 : RISQUE D'ALCALINISATION EN FONCTION DU SAR.....	76
TABLEAU VII.5 : PRECIPITATIONS MOYENNES MENSUELLES COUVRANT LA PERIODE DE 1989 A 2023.....	77
TABLEAU VII.6 : TEST DE LA MEDIANE DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE.....	78
TABLEAU VII.7 : TEST DE VALIDITE D'AJUSTEMENT	79
TABLEAU VII.8 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT	80
TABLEAU VII.9 : CALCUL DES PLUIES MENSUELLES POUR L'ANNEE SECHE (FREQ= 80%)	80
TABLEAU VII.10 : EVAPOTRANSPIRATION DE REFERENCE ET0 (SOURCE : CROPWAT).....	81
TABLEAU VII.11 : CALCUL DES PLUIES EFFICACES	82
TABLEAU VII.12 : CALCUL DES BESOINS EN EAU POUR LE POMMIER	83
TABLEAU VII.13 : CALCUL DES BESOINS EN EAU POUR LA VIGNE.....	83
TABLEAU VII.14 : CALCUL DES BESOINS EN EAU POUR L'OLIVIER.....	84
TABLEAU VII.15 : RECAPITULATIF DES BESOINS NETS (MM).....	84
TABLEAU VII.16 : LES RESULTATS DU CALCUL DE LA SUPERFICIE A IRRIGUER.....	86
TABLEAU VIII.1 : LE COUT DE TERRASSEMENT DE CHAQUE OUVRAGE	88
TABLEAU VIII.2 : LE COUT DU BETON ARME DE CHAQUE OUVRAGE	89
TABLEAU VIII.3 : LES RESULTATS DU CALCUL DU COUT PAR M ³ D'EAU TRAITEE	91
FIGURE II.1 : SCHEMA SIMPLIFIE DES DIFFERENTES ETAPES D'EPURATION DES EAUX USEES.....	9
FIGURE II.2 : CYCLE BIOLOGIQUE D'UNE LAGUNE.....	11
FIGURE II.3 : PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT D'UNE STATION A LIT BACTERIEN	11
FIGURE II.4 : SCHEMA D'UN PROCEDE A BOUES ACTIVEES.....	12

FIGURE III.2 : TEMPERATURES MOYENNES MENSUELLES ET SAISONNIERES	19
FIGURE III.3: VITESSE MOYENNE DU VENT.....	20
FIGURE III.6 : EXTRAIT DE LA CARTE DES EVAPOTRANSPIRATIONS DU NORD DE L'ALGERIE	22
FIGURE IV.1 : SITE D'IMPLANTATION DE LA STATION D'EPURATION(GOOGLE EARTH, 2024).....	25
FIGURE VI.1 : SCHEMA DE PRINCIPE DU DEVERSOIR D'ORAGE	63
FIGURE VII.1 : AJUSTEMENT DES PLUIES ANNUELLES AUX LOI NORMAL (GAUSS)	79
FIGURE VII.2 : PROJECTION D'UN PERIMETRE D'IRRIGATION AU VOISINAGE DE ZONE D'ETUDE (GOOGLE EARTH).....	86

LISTE DES PLANCHES

1. **Planche N°1** : Plan de masse de la station d'épuration
2. **Planche N°2** : Plan de clarificateur de la station d'épuration
3. **Planche N°3** : Profil hydraulique de la station d'épuration
4. **Planche N°4** : Plan d'épaississeur

Introduction générale

Introduction générale

L'accès à l'eau potable et la préservation des ressources hydriques constituent des enjeux majeurs du XXI^e siècle, particulièrement dans les régions semi-arides comme l'Algérie. Face à la rareté croissante de l'eau et à la pression démographique, la réutilisation des eaux usées traitées s'impose comme une solution durable pour préserver les ressources naturelles et répondre aux besoins en irrigation agricole, industrielle et urbaine. Ce mémoire de fin d'études s'inscrit dans cette perspective en proposant le dimensionnement d'une station d'épuration (STEP) pour la commune de Berrouaghia (wilaya de Médéa), en vue de la réutilisation des eaux épurées.

L'objectif principal de cette étude est de concevoir une installation de traitement des eaux usées capable de produire un effluent conforme aux normes algériennes en vigueur, notamment le décret exécutif n° 06-141, et adapté à une réutilisation sûre, notamment dans le domaine agricole. Pour ce faire, une approche méthodologique rigoureuse et pluridisciplinaire a été adoptée, alliant la caractérisation des eaux usées, le choix des procédés de traitement, le dimensionnement des ouvrages, l'analyse hydraulique et une réflexion sur les débouchés possibles des eaux traitées.

Afin de structurer notre démarche, ce mémoire est organisé en huit chapitres complémentaires :

- **Chapitre I** : Généralités sur les eaux usées

Ce chapitre pose les bases théoriques en présentant les origines, les caractéristiques et les impacts des eaux usées, ainsi que les paramètres physico-chimiques et microbiologiques qui définissent leur potentiel polluant.

- **Chapitre II** : Procédés de traitement des eaux usées

Il dresse un panorama des techniques épuratoires, du prétraitement au traitement tertiaire, en passant par les procédés biologiques et la gestion des boues.

- **Chapitre III** : Présentation de la zone d'étude

Une analyse détaillée du contexte local (climat, hydrogéologie, démographie, infrastructures) est réalisée pour adapter la conception aux spécificités de Berrouaghia.

- **Chapitre IV** : Estimation des besoins et des charges polluantes

Ce volet calcule les débits actuels et futurs, caractérise la pollution et définit les objectifs de traitement.

- **Chapitre V** : Dimensionnement de la station d'épuration

Cœur technique de l'étude, ce chapitre détaille le calcul et le dimensionnement de chaque ouvrage : dégrillage, dessablage, bassins d'aération, clarificateurs, etc.

- **Chapitre VI** : Calcul hydraulique

Il assure la cohérence des écoulements entre les ouvrages et définit le profil hydraulique général de la STEP.

- **Chapitre VII** : Estimation des besoins et choix de culture

Une analyse agronomique et sanitaire est menée pour valider l'usage des eaux traitées en irrigation, en tenant compte de la qualité de l'eau et des sols.

- **Chapitre VIII** : Étude technico-économique

Une évaluation sommaire des coûts d'investissement et de fonctionnement est proposée pour apprécier la viabilité du projet.

En conclusion, ce mémoire vise à offrir une vision complète et opérationnelle pour la réalisation d'une STEP durable à Berrouaghia, contribuant ainsi à la protection de l'environnement et à la Sécurité hydrique de la région.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES

INTRODUCTION

Les eaux usées, résultant des activités humaines (domestiques, industrielles, agricoles) et des précipitations, constituent un défi majeur pour la préservation des écosystèmes aquatiques et la santé publique. Leur rejet non contrôlé entraîne une **dégradation accélérée** des ressources hydriques, nécessitant une caractérisation rigoureuse.

Objectifs du chapitre :

1. **Définir** la nature et les sources des eaux usées ;
2. **Classer** les types de pollution (organique, microbiologique, minérale) ;
3. **Expliquer** les paramètres d'analyse (physico-chimiques, microbiologiques) ;
4. **Présenter** les normes algériennes de rejet (décret 06-141).

I.1 définitions de l'eau usée

Les eaux usées sont un mélange d'eaux chargées de substances toxiques et nocives provenant des activités humaines (domestiques, agricoles, industrielles) et des précipitations. Leur rejet dans l'environnement altère gravement la qualité de l'eau et cause des pollutions. [1]

I.2 Origine des eaux usées

Les eaux usées sont des eaux initialement propres (eaux de consommation) qui ont subi une pollution physico-chimique et bactériologique due aux activités humaines domestiques, industrielles ou agricoles [2]. Leurs quatre sources principales sont :

Les eaux usées domestiques

Les eaux usées industrielles

Les eaux usées agricoles

Les eaux pluviales.

I.2.1 Eaux usées domestiques

Provenant des habitations, ces eaux sont majoritairement polluées par des matières organiques. Elles comprennent :

Les eaux ménagères (cuisines/salles de bains) : chargées en détergents, graisses et débris organiques .

Les eaux vanne (toilettes) : contenant matières fécales, bactéries, résidus médicamenteux et polluants chimiques (lessives, solvants, métaux...) issus des rejets domestiques [3].

I.2.2. les eaux industrielles

Contrairement aux eaux domestiques, ces rejets présentent une hétérogénéité marquée selon les filières de production. Leur composition inclut :

Des substances organiques, azotées ou phosphatées

Des contaminants spécifiques liés aux procédés industriels

Obligation réglementaire :

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES

Un traitement primaire en site industriel est requis avant intégration aux réseaux collectifs, afin de :
Supprimer les éléments corrosifs ou obstructifs pour les infrastructures
Garantir la stabilité des processus d'assainissement
Le déversement dans le système public n'est autorisé qu'après certification de l'innocuité des effluents [4].

I.2. 3 Les eaux agricole

L'agriculture constitue une source majeure de contamination diffuse des eaux via le lessivage des intrants: engrais azotés/phosphatés non absorbés par les cultures migrent vers les aquifères superficiels et cours d'eau, provoquant leur enrichissement excessif en nutriments. S'y ajoutent les biocides (pesticides, détergents) dispersés lors des traitements phytosanitaires, générant des déséquilibres éco systémiques par eutrophisation. [3]

I.2. 4 Les eaux pluviales

Lors des épisodes orageux, ces eaux constituent une source majeure de contamination des cours d'eau : initialement chargées de particules atmosphériques (issues des émissions industrielles), elles entraînent par ruissellement les résidus accumulés sur les surfaces urbaines (hydrocarbures, métaux lourds, résidus d'usure des pneumatiques...) vers les réseaux hydrographiques [5].

I.3 Les différents types de pollution

La pollution des eaux correspond à l'altération physico-chimique et biologique des eaux par :
Organique.
Microbiologique.
Minérale

I.3.1 Pollution organique

Provenant majoritairement des rejets urbains et industriels, elle englobe matières biodégradables (protéines, graisses, sucres), détergents et hydrocarbures. Responsable d'eutrophisation et d'épuisement de l'oxygène dans les milieux aquatiques, elle génère aussi des toxines via des composés comme les phénols ou nitrates.

I.3.2 Pollution microbiologique

Issue des excréments humains et animaux, elle introduit dans l'eau des pathogènes (bactéries, virus, parasites). Son principal danger est la transmission directe de maladies graves (choléra, typhoïde), notamment dans les zones sans assainissement adéquat.

II.3.3 Pollution minérale

Caractérisée par des métaux lourds (mercure, plomb, zinc) d'origine industrielle et des sels agricoles, elle cause une contamination persistante. Ses effets incluent la toxicité pour la santé humaine (bioaccumulation), l'inhibition des traitements d'épuration et la dégradation des sols cultivés.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES

I.4 Paramètres de pollution des eaux

Le potentiel polluant d'une eau est généralement évalué par des analyses physico-chimiques qui simulent ses impacts dans le milieu récepteur après rejet. Ces analyses sont complétées par des mesures spécifiques ciblant des polluants majeurs (phosphore, azote), ainsi que par la recherche ponctuelle de substances toxiques dans certains cas. Les paramètres de pollution des eaux usées se catégorisent en trois groupes :

Paramètres physiques, chimiques et biologiques.

I.4.1 paramètre physique

La température

La température, facteur écologique clé des milieux aquatiques, peut gravement perturber la vie aquatique si elle s'élève (pollution thermique). Elle contrôle aussi la nitrification biologique, optimale à 28–32°C mais stoppée sous 5°C [6].

La conductivité

La conductivité, mesurée par électrode, indique la concentration en sels dissous. Sa comparaison avec l'eau potable détecte rapidement des rejets industriels anormaux dans les réseaux, exprimée en $\mu\text{S/cm}$ [7].

La turbidité

La turbidité mesure l'opacité d'un liquide due aux matières non dissoutes. Elle est principalement causée par des matières en suspension fines (MES) comme les colloïdes (argiles, limons) [8]

Couleur et odeur

La couleur d'une eau usée urbaine est grisâtre, mais certains rejets industriels (teinture, papeteries) contiennent des colorants particulièrement stables. Il existe plusieurs gaz qui donnent des odeurs, résultant d'une fermentation ou d'une décomposition [8]

Les Matières En Suspension (MES)

Les Matières En Suspension (MES) regroupent les particules non solubles et non colloïdales des eaux usées, incluant composés organiques et minéraux. Leur décantation est incomplète : les colloïdes, notamment, sont uniquement retenus par filtration

I.4. 2 Les Paramètres Chimiques

Potentiel Hydrogène (pH)

Le **pH** mesure l'acidité de l'eau par la concentration en ions hydrogène (H^+). Son échelle, comprise entre 0 (très acide) et 14 (très alcalin), place à 7 la neutralité pour une solution à 25°C. Dans les eaux naturelles, le pH varie généralement de 4 à 10 selon l'acidité ou l'alcalinité des sols traversés. Un pH faible accentue le risque de toxicité des métaux en favorisant leur forme ionique, tandis qu'un pH élevé augmente les concentrations d'ammoniac, substance toxique pour les poissons

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES

Demande Chimique en Oxygène (DCO)

La **DCO** quantifie la quantité d'oxygène consommée par l'oxydation des *matières*

réductrices présentes dans l'eau. Cette mesure est obtenue en utilisant un oxydant puissant (*dichromate de potassium*) en milieu acide, lors d'une digestion à l'ébullition pendant 2 heures. Cette méthode permet d'oxyder quasi-totalement les substances organiques et minérales réductrices [9].

Demande Biochimique en Oxygène (DBO₅)

La **DBO₅** mesure la quantité d'oxygène consommée par les microorganismes aérobies pour dégrader les composés biodégradables présents dans un échantillon d'eau. Ce paramètre évalue spécifiquement la fraction biodégradable de la pollution organique. La valeur est obtenue après 5 jours d'incubation à 20°C dans l'obscurité [10].

Demande Totale en Oxygène (DTO)

La **DTO** mesure la quantité d'oxygène (en mg/L) nécessaire à la combustion totale d'un échantillon d'eau en atmosphère oxydante. Bien que généralement proche de la Demande Chimique en Oxygène (DCO), la DTO s'en distingue lorsque l'échantillon contient des ions interférents (Cl^- , SO_4^{2-} , NO_3^- , NH_4^+), qui faussent les résultats de la DCO mais sont entièrement oxydés en DTO.

L'Azote

L'azote est présent sous deux formes principales :

1 Azote réduit (formes dominantes) :

Azote organique (N)

Azote ammoniacal (NH_4^+)

2 Azote oxydé (formes minoritaires) :

Nitrates (NO_3^-) et nitrites (NO_2^-), issus de l'oxydation de l'azote réduit. Dans les eaux résiduaires domestiques, l'azote est majoritairement sous forme ammoniacale (NH_4^+) [8].

I.4.3 Paramètres microbiologiques

Les eaux usées hébergent divers microorganismes pathogènes (bactéries, virus, protozoaires, helminthes et champignons), dont la présence signale un risque sanitaire majeur. La détection de coliformes et streptocoques indique une contamination fécale, nécessitant une épuration impérative pour protéger les écosystèmes

Bactéries : Agents de dégradation de la matière organique, mais aussi pathogènes comme les Salmonelles (typhoïde, troubles intestinaux).

Virus : Pathogènes difficiles à isoler et à dénombrer.

Protozoaires : Parasites formant des kystes résistants aux traitements conventionnels.

Helminthes : Vers parasites (ex: ascaris, ténias) fréquents dans les eaux urbaines.

I.5 Conséquences de la pollution

I.5.1 Santé publique

Pathogènes (bactéries, virus) et polluants chimiques des eaux usées déclenchent maladies hydriques (choléra, hépatites) et risques cancérogènes. L'élimination des contaminants est vitale pour la sécurité sanitaire.

I.5.2 Environnement

La décomposition organique consomme l'oxygène dissous → asphyxie biologique.
Les nutriments (N/P) provoquent l'eutrophisation → déséquilibres écologiques et émissions de $\text{H}_2\text{S}/\text{NH}_3$.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES

I.5.3 Économique

La réutilisation des eaux traitées en irrigation économise les ressources hydriques et réduit les coûts (fertilisants gratuits, bio épuration par les sols).

I.5.4 Agricole

L'irrigation non contrôlée dégrade les sols (salinisation, métaux lourds Cd/Pb/Hg) et contamine la chaîne alimentaire pertes agronomiques et sanitaires.

I.6 Norme de rejet

Les eaux usées sont évaluées à travers leurs **propriétés physico-chimiques et microbiologiques**, indicateurs clés de leur origine et de leur impact environnemental. Leur rejet en milieu naturel est strictement encadré par la **réglementation algérienne**, qui impose un traitement préalable en **station d'épuration** pour atteindre des seuils limites de pollution. Ces normes, variables selon la sensibilité des écosystèmes récepteurs, visent à préserver les ressources hydriques de la dégradation écologique.

Tableau I.1 : Les valeurs limitent des paramètres de rejet dans un milieu récepteur

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

Conclusion :

La conception efficace d'une station d'épuration nécessite une maîtrise approfondie de l'origine, de la nature et des paramètres spécifiques des eaux usées polluées, dont le rejet direct menace gravement les écosystèmes. Ces éléments ayant été analysés, le chapitre suivant présentera les filières de traitement garantissant leur dépollution.

Chapitre II : Procédés de Traitement des Eaux Usées

CHAPITRE II

PROCÉDÉS DE TRAITEMENT DES EAUX USÉES

Chapitre II : Procédés de Traitement des Eaux Usées

Chapitre II : Procédés de Traitement des Eaux Usées

Introduction

Le chapitre présente les méthodes d'assainissement des eaux usées, cruciales pour protéger l'environnement et la santé publique. Il détaille les étapes techniques permettant d'éliminer les polluants physiques, chimiques et biologiques avant le rejet. Ces procédés répondent aux normes sanitaires internationales et préservent les écosystèmes aquatiques. L'objectif est d'offrir une vision complète des solutions d'épuration modernes.

II.1 Les Différentes Étapes d'Épuration

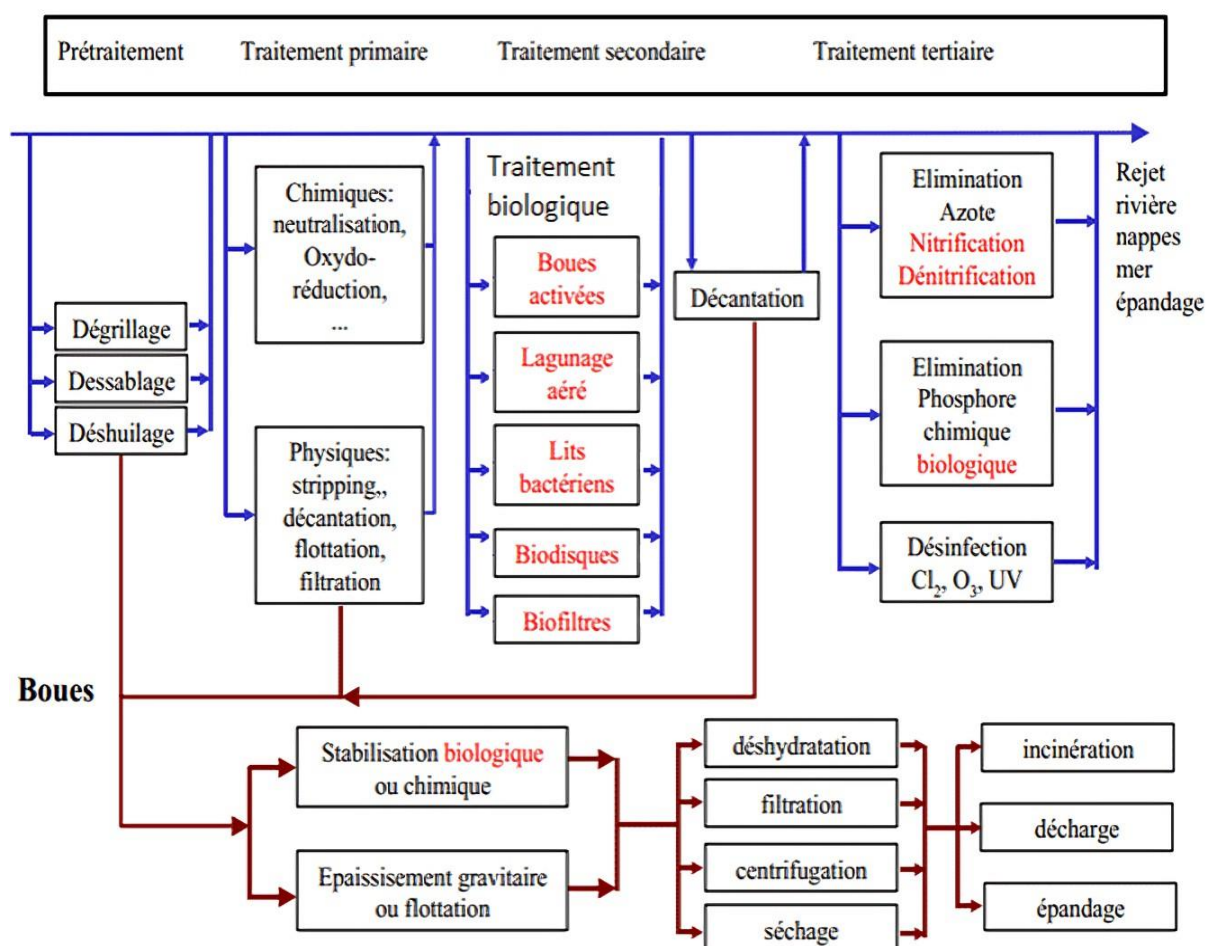


Figure II.1 : Schéma simplifié des différentes étapes d'épuration des eaux usées [11]

II.1.1 Prétraitement

Cette phase élimine les solides grossiers et abrasifs pour protéger les équipements ultérieurs. Le relevage

Utilise des pompes pour acheminer les eaux vers la station, notamment dans les zones à faible dénivelé. Le dégrillage filtre les débris (plastiques, textiles) via des grilles mécaniques. Le dessablage-

Chapitre II : Procédés de Traitement des Eaux Usées

déshuilage sépare les graviers (par sédimentation) et les graisses (par flottation) dans des bassins dédiés.

II.1.1.1 Relevage

Le relevage compense les contraintes topographiques en pompant les eaux usées depuis les collecteurs jusqu'à la station. Des pompes immergées ou centrifuges maintiennent un débit constant, évitant les stagnations et les refoulements. Cette étape est vitale pour les réseaux en zone plate ou profonde. Elle garantit la continuité du traitement en amont [28].

II.1.1.2 Dégrillage

Le dégrillage retient les gros déchets solides (branches, déchets plastiques) à l'aide de grilles à barreaux, manuelles ou automatisées. Les déchets collectés sont évacués vers des compacteurs avant incinération ou enfouissement. Cette filtration prévient l'obstruction des canalisations et protège les pompes. Une étape similaire, le tamisage, cible les particules plus fines [17].

II.1.1.3 Dessablage-Déshuilage

Le dessablage sédimente les particules minérales lourdes (sables, graviers) dans des bassins à faible vitesse. Le déshuilage extrait les huiles et graisses par flottation à air dissous ou raclage de surface. Ces matières abrasives ou colmatantes sont ensuite traitées séparément. Ce processus prolonge la durée de vie des équipements.

II.1.2 Traitement Primaire

Ce traitement combine physique et chimie pour éliminer 50-70% des matières en suspension. La neutralisation ajuste le pH avec des réactifs (chaux, CO_2) pour éviter la corrosion. La décantation primaire laisse reposer l'eau dans des clarificateurs, permettant aux boues de s'accumuler au fond. Ces boues primaires sont ensuite dirigées vers l'étape de traitement des boues.

II.1.2.1 Neutralisation

La neutralisation corrige l'acidité ou l'alcalinité excessive des eaux usées industrielles. Des acides (H_2SO_4) ou bases (NaOH) sont injectés pour maintenir un pH neutre (6-8), optimisant les traitements biologiques ultérieurs. Elle prévient la dégradation des bactéries et la détérioration des infrastructures. Un contrôle en temps réel assure l'efficacité.

II.1.2.2 Décantation

La décantation primaire sépare les matières sédimentables par gravité dans des bassins circulaires ou rectangulaires. Les boues se déposent au fond (extraites par racleurs), tandis que les flottants sont écrémés en surface. Cette étape réduit la charge organique avant le traitement biologique. La durée de rétention varie de 1h à 3h selon le débit.

II.1.3 Traitements Secondaires

L'épuration biologique dégrade la matière organique dissoute via des micro-organismes. Le lagunage utilise des bassins naturels peu profonds oxygénés par algues. Les cultures fixées (biofiltres) immobilisent les bactéries sur supports. Les cultures libres (boues activées) maintiennent les microbes en suspension sous aération forcée. L'efficacité atteint 90% de réduction de la DBO.

Chapitre II : Procédés de Traitement des Eaux Usées

II.1.3.1 Lagunage

Le lagunage repose sur des bassins peu profonds où bactéries, algues et zooplancton dégradent les polluants. L'oxygène est fourni par photosynthèse naturelle et vent. Simple et économique, il convient aux petites communes mais exige de grands espaces. Trois types existent : anaérobie, aérobie et facultatif, combinés en série.

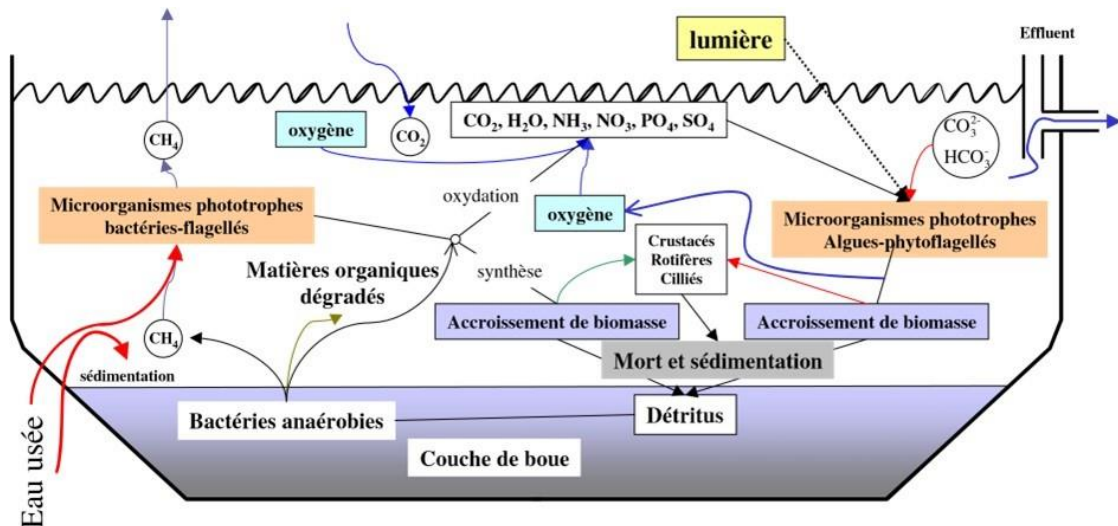


Figure II.2 : Cycle biologique d'une lagune [21]

II.1.3.2 Épuration Biologique à Biomasse Fixée

Le lit bactérien épure les eaux usées décantées par ruissellement sur un support poreux colonisé par un Biofilm bactérien. Une aération (naturelle ou forcée) oxygène les bactéries aérobies en surface, tandis que les polluants et l'oxygène diffusent à contre-courant à travers le film biologique. Celui-ci abrite des bactéries aérobies en surface et anaérobies en profondeur, assimilant conjointement les contaminants. Les sous-produits (dont le CO_2) sont ensuite évacués via les effluents liquides et gazeux [13].

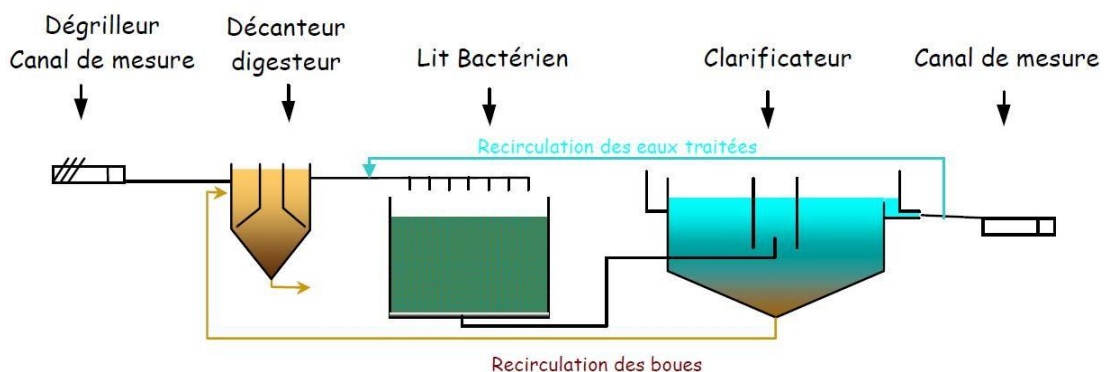


Figure II.3 : Principe de fonctionnement d'une station à lit bactérien [14]

Chapitre II : Procédés de Traitement des Eaux Usées

II.1.3.3 Cultures Libres (Boues Activées)

Dans des bassins d'aération, les boues activées (flocs bactériens) digèrent les matières organiques sous injection d'air. Les boues sont recirculées pour maintenir la concentration microbienne. Très efficace pour les grandes stations, ce procédé nécessite un contrôle précis (oxygène, temps de séjour). Il permet un traitement compact.

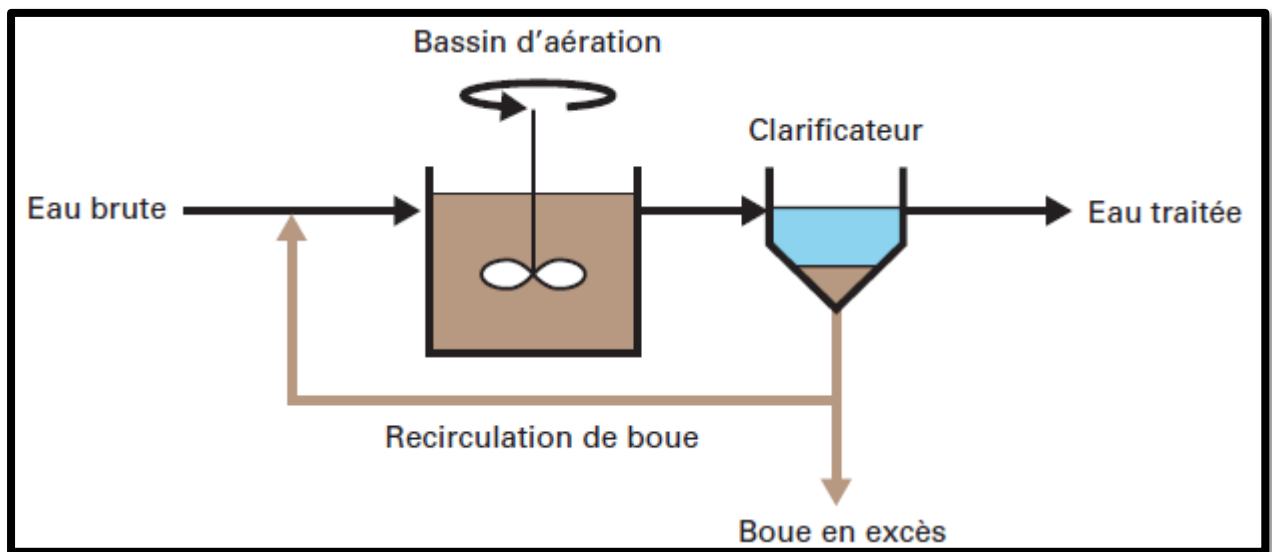


Figure II.4 : Schéma d'un procédé à boues activées [7]

II.1.3.4 Caractéristiques de Fonctionnement

L'optimisation repose sur trois paramètres : le temps de séjour hydraulique (4-8h), la concentration en oxygène dissous (2 mg/L), et le recyclage des boues (20-50% du débit). La surveillance de la DBO, DCO et MES ajuste les apports en air et nutriments. Ces réglages maximisent l'efficacité énergétique et la stabilité biologique.

II.1.4 Décantation Secondaire

Après le traitement biologique, cette étape sépare les boues activées de l'eau épurée par sédimentation. Les clarificateurs permettent aux flocs microbiens de s'accumuler au fond. Une partie des boues est renvoyée en aération, le surplus étant évacué. L'eau surnageante, clarifiée, peut subir des traitements tertiaires.

II.1.5 Traitements Complémentaires

Ces procédés affinent l'épuration pour des rejets sensibles (zones protégées, réutilisation). L'élimination des nutriments (N/P) prévient l'eutrophisation. La filtration et la désinfection éliminent les pathogènes résiduels. Ces étapes sont facultatives mais deviennent obligatoires dans les zones à risque écologique.

II.1.5.1 Élimination et Traitement des Odeurs

Les composés sulfurés (H_2S) et ammoniacaux sont captés par aspiration de l'air des bassins. Le traitement utilise des biofiltres (support organique colonisé par bactéries) ou du charbon actif. Cette

Chapitre II : Procédés de Traitement des Eaux Usées

étape est essentielle près des zones urbaines pour éviter les nuisances. L'efficacité dépasse 95% avec un entretien régulier.

II.1.5.2 Élimination du Phosphore

Le phosphore est extrait par précipitation chimique avec des sels métalliques (chlorure ferrique, sulfate d'aluminium). Ces réactifs forment des phosphates insolubles, éliminés en décantation. Méthode rapide et fiable, elle réduit jusqu'à 90% du phosphore. Certains procédés biologiques (bactéries accumulatrices) offrent une alternative écologique.

II.1.5.3 Élimination de l'Azote

L'azote est traité en deux étapes biologiques : la nitrification (oxydation de NH_4^+ en NO_3^- par bactéries aérobies) suivie de la dénitrification (réduction des nitrates en N_2 gazeux en milieu anaérobie). Ce cycle nécessite des bassins alternés et un contrôle rigoureux. Il prévient la pollution des nappes et l'eutrophisation.

II.1.5.4 Filtration

La filtration finale retire les MES résiduelles via des lits de sable, des membranes (microfiltration) ou des tissus synthétiques. Elle garantit une turbidité < 5 NTU pour la réutilisation agricole ou industrielle. Les membranes, bien que coûteuses, offrent une barrière absolue contre les bactéries. Le lavage périodique maintient le débit.

II.1.5.5 Désinfection

Cette étape élimine les pathogènes (bactéries, virus) avant rejet. Les UV (lampes à mercure) endommagent leur ADN sans sous-produits toxiques. L'ozone est puissant mais énergivore, le chlore est économique mais génère des trihalométhanes. Le choix dépend du budget et des contraintes environnementales.

II.1.6 Traitement des Boues

Les boues primaires et secondaires sont valorisées ou éliminées. L'épaississement réduit leur volume par gravité ou flottation. La stabilisation (digestion anaérobie/aérobie) dégrade la matière organique résiduelle. La déshydratation (centrifugation, filtres-presses) abaisse la teneur en eau. Le séchage thermique ou solaire produit un compost ou un combustible.

II.1.6.1 Épaississement

L'épaississement concentre les boues (de 1% à 5% de MS) par gravité dans des cuves coniques ou par flottation à air dissous. Il réduit le volume à traiter, optimisant les étapes suivantes. Des polymères sont parfois ajoutés pour accélérer la sédimentation. Simple et peu coûteux, c'est une étape indispensable[12].

II.1.6.2 Stabilisation

La stabilisation réduit la putrescibilité et les pathogènes par digestion anaérobie (production de biogaz valorisable) ou aérobie (oxydation prolongée). Elle diminue la DBO des boues de 30-50% et élimine les odeurs. La méthanisation en digesteur est privilégiée pour les grandes stations (récupération d'énergie)

Chapitre II : Procédés de Traitement des Eaux Usées

II.1.6.3 Conditionnement

Le conditionnement améliore la déshydratabilité des boues par ajout de réactifs : polymères synthétiques (floculation), chaux ou chlorure ferrique. Il brise la structure colloïdale et libère l'eau liée. Cette préparation est cruciale avant filtration ou centrifugation pour atteindre 20-30% de siccité.

II.1.6.4 Déshydratation

La déshydratation mécanique (filtre-presse, centrifugeuses, bandes) extrait l'eau pour obtenir une boue à 15-30% de matière sèche. Les filtres presses utilisent des toiles sous pression, les centrifugeuses séparent par force centrifuge. Le "gâteau" de boue produit est plus facile à transporter et valoriser [27].

II.1.6.5 Séchage

Le séchage thermique (four rotatif, lit fluidisé) ou solaire (serres) réduit l'humidité résiduelle sous 10%. Il produit un granulé stable, hygiénisé et valorisable en agriculture (épandage) ou comme combustible alternatif. Bien qu'énergivore, il minimise les coûts de transport et d'élimination finale.

Conclusion

Les procédés de traitement des eaux usées associent des étapes complémentaires pour répondre aux normes de rejet. Du prétraitement au traitement des boues, chaque phase cible des polluants spécifiques via des méthodes physiques, chimiques et biologiques. L'innovation vise à optimiser l'efficacité énergétique et la valorisation des sous-produits (biogaz, compost). Une gestion intégrée est essentielle pour une dépollution durable.

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

CHAPITRE III

PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

Introduction

Ce chapitre présente une analyse intégrée de la ville de Berrouaghia, examinant sa position géographique, ses caractéristiques climatiques, sa composition démographique, ses particularités hydrographiques et géologiques, ainsi que ses équipements, infrastructures et systèmes hydrauliques. Cette approche multidimensionnelle vise à établir un cadre contextuel complet permettant de comprendre les dynamiques territoriales et fournir les données nécessaires au dimensionnement des solutions adaptées aux spécificités locales. La synthèse de ces éléments constitue le fondement essentiel pour les analyses techniques et les recommandations qui seront développées ultérieurement dans cette étude.

III-1 Situation Géographique

Grâce à sa position stratégique le long d'un axe routier majeur reliant le Sud au Nord du pays, et à sa situation centrale au sein de la wilaya de Médéa, la commune de Berrouaghia dispose d'atouts significatifs. Elle bénéficie d'une proximité géographique avec le chef-lieu de la wilaya, situé à une vingtaine de kilomètres au nord, et d'un développement territorial concentré autour de son propre chef-lieu communal, au détriment des zones environnantes.

Les limites administratives de la commune sont définies comme suit :

- Nord : Commune d'Ouled Brahim
- Est : Commune d'Ouled Deid
- Sud : Commune de Zoubiria
- Ouest : Commune de BENCHICAO

Avec une superficie totale de 16 100 hectares, la commune de Berrouaghia est traversée par un réseau routier dense, assurant sa connexion selon les axes Nord-Sud et Est-Ouest via :

- La RN 1 : Relie Alger à Tamanrasset en traversant la commune du Nord au Sud via le chef-lieu de Berrouaghia.
- La RN 18 (Nord-Est) : Relie Berrouaghia à Bouira en passant par Beni Slimane.
- La RN 62 (Ouest) : Relie Berrouaghia à El Khemis.
- Le CW 20 (Sud-Est) : Relie Berrouaghia à Souaghi et Beni Slimane.
- Le CW 144 (Sud) : Relie Berrouaghia à Zoubiria.
- Le CW 98 (Nord) : Relie la zone éparsée Nord à la commune d'Ouled Brahim selon un axe Est-Ouest.

Sur le plan démographique, la commune compte plus de 100 671 habitants. Cette population est répartie de manière très inégale : plus de 76% réside dans le chef-lieu communal, tandis que le reste se partage entre la zone éparsée et l'agglomération secondaire.

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

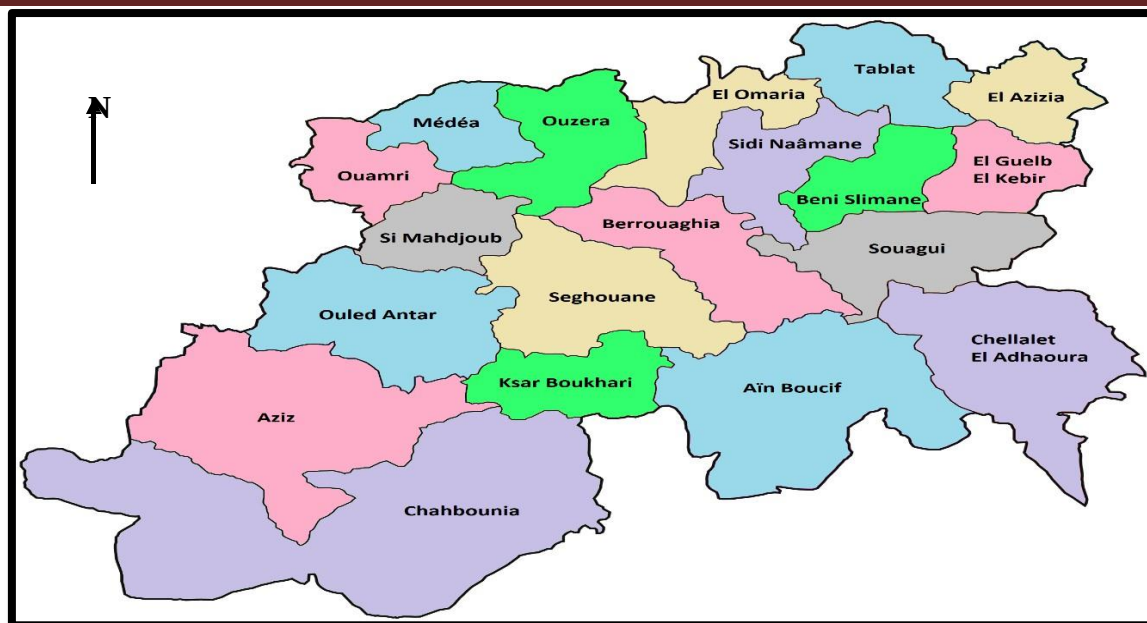


Figure III.1 : localisation de La commune Berrouaghia dans la wilaya de MEDEA (DRE, 2024)

III-2 Situation Géologique

La géologie se lit du faciès le plus récent au faciès le plus ancien.

Tableau III.1: les variations du type de sol.

Désignation	Surface (ha)	%
M3C Argile	1074,44	6,67
M3P Poudingue	696,85	4,32
M'' Argile Gypseuse	788,18	4,90
C4A Marnes Grise	1 366,96	8,49
C47 Marnes Grise et Calcaire	1 619,01	10,06
C3 Calcaire	640,33	3,98
C2 Marnes et Calcaire	1 637,42	10,17
C1 Calcaires Noirs	1 346,81	8,37
N7 Ilysch et Quartzite	4 130,04	25,65
N5-6 Calcaires Marneux	808,79	5,02
MA Conglomérats	1 991,17	12,37
TOTAL	16 100,00	100

Ce tableau présente la répartition des formations géologiques dans la zone d'étude de Berouaghia. La formation la plus importante est le N7 (Ilysch et Quartzite) qui couvre 25,65% de la superficie totale, suivie par les MA Conglomérats (12,37%) et le C2 Marnes et Calcaire (10,17%). Les données révèlent une diversité géologique significative avec onze formations distinctes couvrant une superficie totale de 16.100 hectares. Cette composition géologique variée influencera directement les caractéristiques hydrologiques, la qualité des sols et le potentiel agricole de la région.

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

III-3 Situation Hydrogéologie

Contexte géologique :

Dans la région de Berrouaghia, les formations géologiques datant du Crétacé affleurent largement sur toute sa partie sud. Ces couches forment un vaste anticlinal orienté Est-Ouest, dont le flanc sud, à l'est de la ville de Berrouaghia, est caractérisé par des pentes à fort pendage. Cette structure s'étend sur plusieurs dizaines de kilomètres.

Aquifères majeurs :

Parmi ces formations, les calcaires du Turonien (C3) et du Vraconien constituent des niveaux aquifères (réservoirs d'eau souterraine) d'importance majeure.

Le Turonien (C3) :

D'une épaisseur comprise entre 30 et 40 mètres, cet étage est constitué de calcaires gris clair à pâte fine. Sa base est marquée par un niveau de silex qui sert de plancher imperméable.

Le Vraconien :

Son épaisseur est variable, fluctuant entre 700 et 800 mètres. Il est composé de calcaires microcristallins noirs et de marnes. La séquence montre, à sa base, des calcaires qui constituent un important réservoir aquifère, surmontés par des niveaux marneux plus imperméables.

III-4 Situation Topographique

Le tableau suivant résulte de l'analyse spatiale de la pente et en détaille la superficie pour chaque intervalle de valeur

Tableau III.2: Pentes dans la zone d'étude

Pentes	Surface (ha)	Pourcentage (%)
0 – 5	4599,46	28,56
5 – 10	2693,93	16,73
10 – 15	1991,90	12,37
15 – 20	2220,88	13,79
+ 20	4594,11	28,5
Total	16 100,00	100%

Ce tableau analyse la répartition topographique d'un territoire selon sa pente. Il révèle une structure bipolaire, où les pentes très faibles (0-5%) et très fortes (>20%) dominent equally, représentant chacune environ 28.5% de la superficie. Les pentes intermédiaires (5-20%), qui totalisent 42.9%,

III.5 Situation Climatique

III.5.1 Température

La température est un facteur fondamental du climat. Cela affecte la quantité d'eau dont les cultures ont besoin. En fait, la température affecte le processus d'évaporation.

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

Les températures moyennes mensuelles pour les trois périodes sont représentées dans la figure suivant :

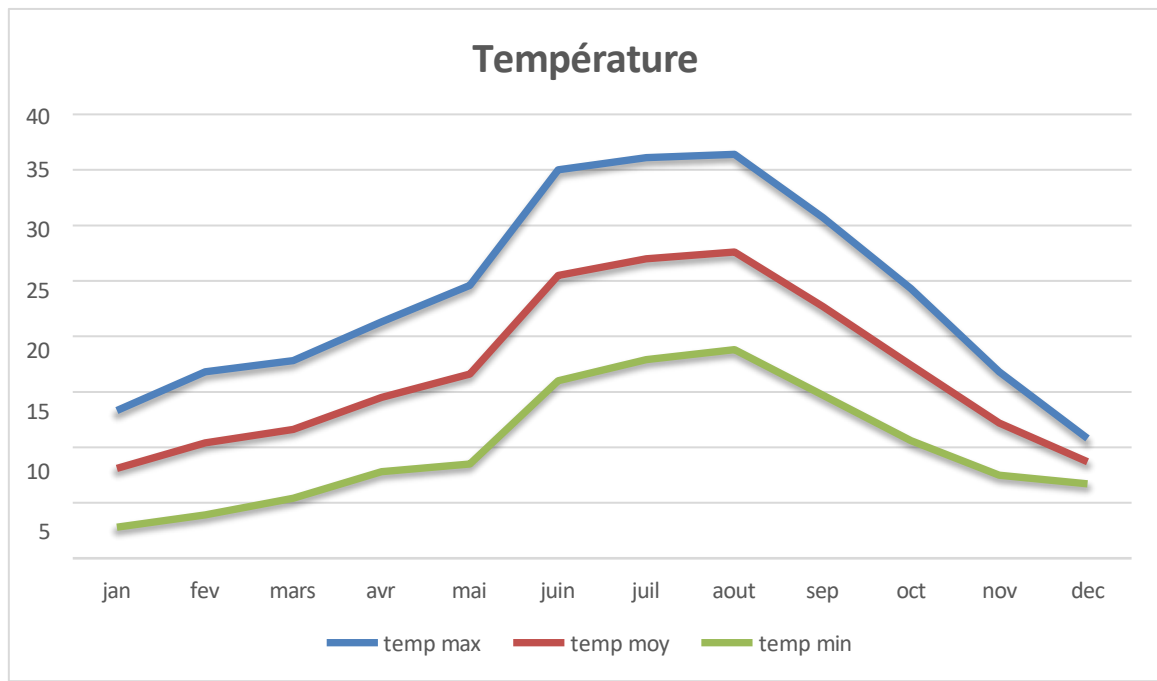


Figure III.2 : Températures moyennes mensuelles et saisonnières

T min : moyenne de toute la température minimum observée pour chaque mois.

T moy : moyenne mensuelle.

Tmax : moyenne de toute la température maximum observée pour chaque mois.

Interprétation :

Selon les données du figure, le mois de janvier est le plus froid avec une température moyenne de 8,1°C, tandis que le mois d'août est le plus chaud avec une moyenne de 27,6°C, ce qui met en évidence une amplitude thermique annuelle significative caractéristique de ce climat.

III.5.2 Le vent

Le vent, bien que bénéfique pour l'aération des bassins, pose problème en dispersant les mauvaises odeurs et en causant de l'érosion. Une analyse des vents est donc essentielle pour concevoir des protections adaptées (brise-vent, couvertures) afin d'atténuer ces nuisances.

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

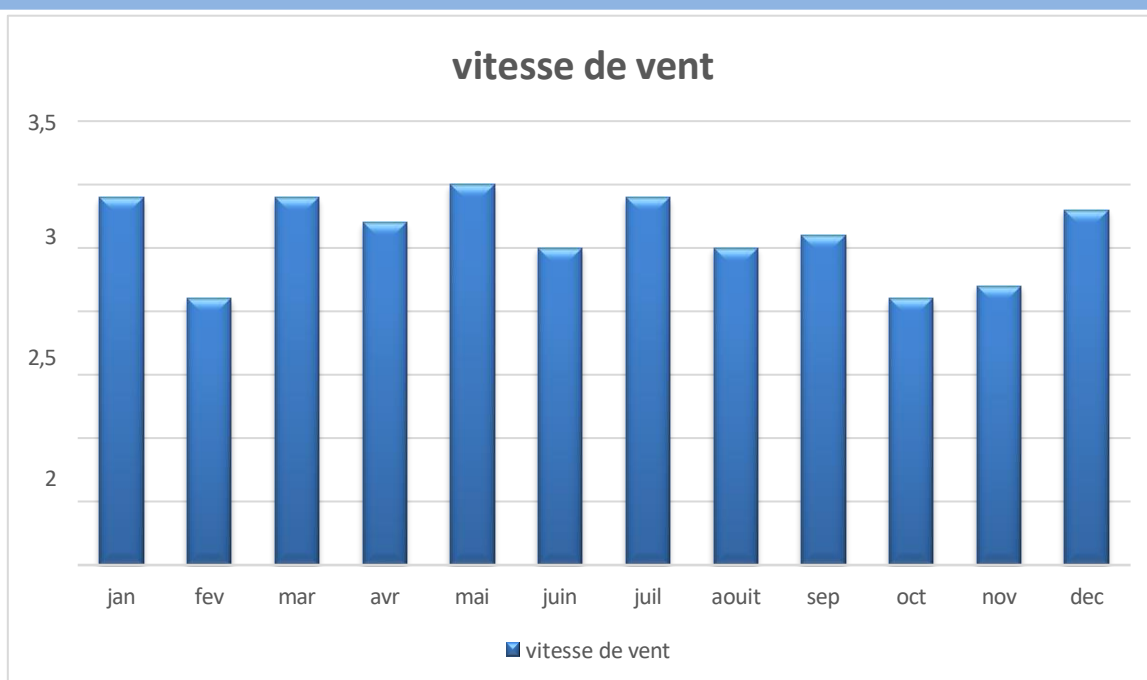


Figure III.3: Vitesse moyenne du vent

Interprétation :

Données annuelles montrant des vents faibles et stables, avec une moyenne de 2,6 m/s. Variabilité minimale, culminant à 3,0 m/s en mai et atteignant un minimum de 2,1 m/s en février et octobre.

III.5.3 Humidité relative

L'humidité est la mesure de la quantité de vapeur d'eau présente dans l'air. Cette vapeur d'eau provient en grande partie de l'évaporation du sol et de la transpiration des végétaux, des processus essentiels du cycle hydrologique.

L'humidité de l'air est donnée par la figure suivante

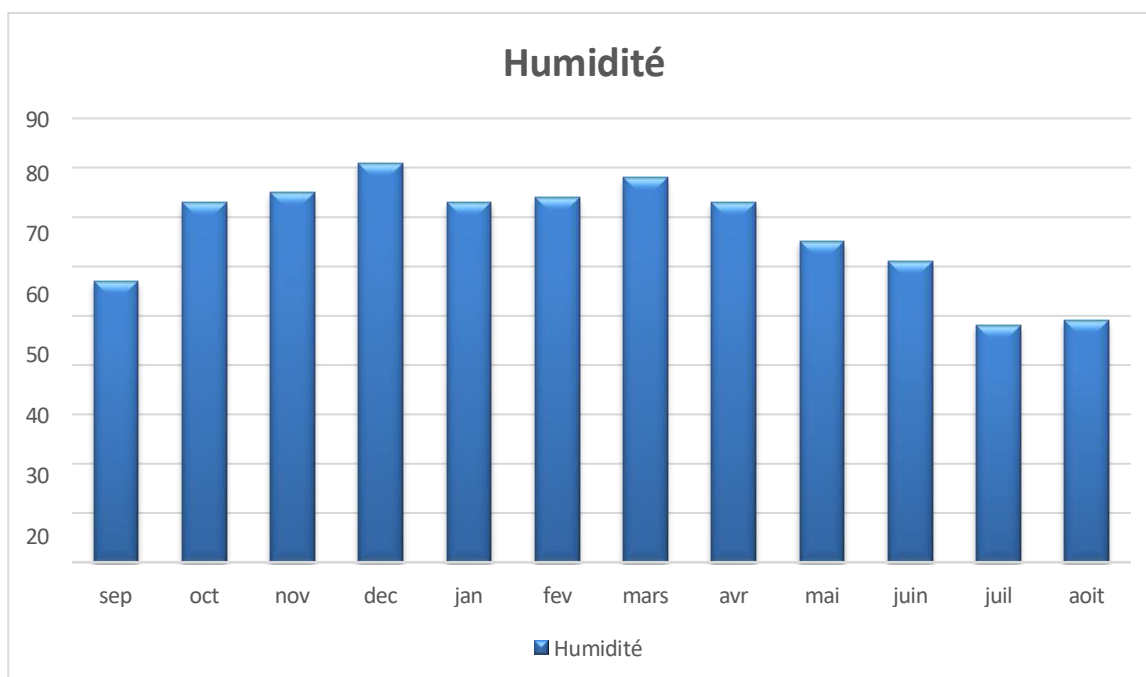


Figure III.4 : Humidités Relatives moyennes Source Subdivision Agricole de Beni Slimane

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

Interprétation :

D'après la figure Le cycle annuel présente une variation saisonnière prononcée, avec une saison humide en hiver et au printemps (max. de 81% en décembre) et une saison sèche en été (min. de 48% en juillet). La transition est rapide, avec une chute brutale à partir de mai et une remontée vigoureuse à partir de septembre, indiquant un climat marqué par des étés chauds et secs et des hivers frais et humides.

III.5.4 Les précipitations

Les données collectées proviennent de la station météorologique de la commune de Berrouaghia. Les relevés pluviométriques observés sur lesquels se base notre étude ont couvert la période allant de 1989 à 2023.

Les précipitations est donnée par la figure suivant :

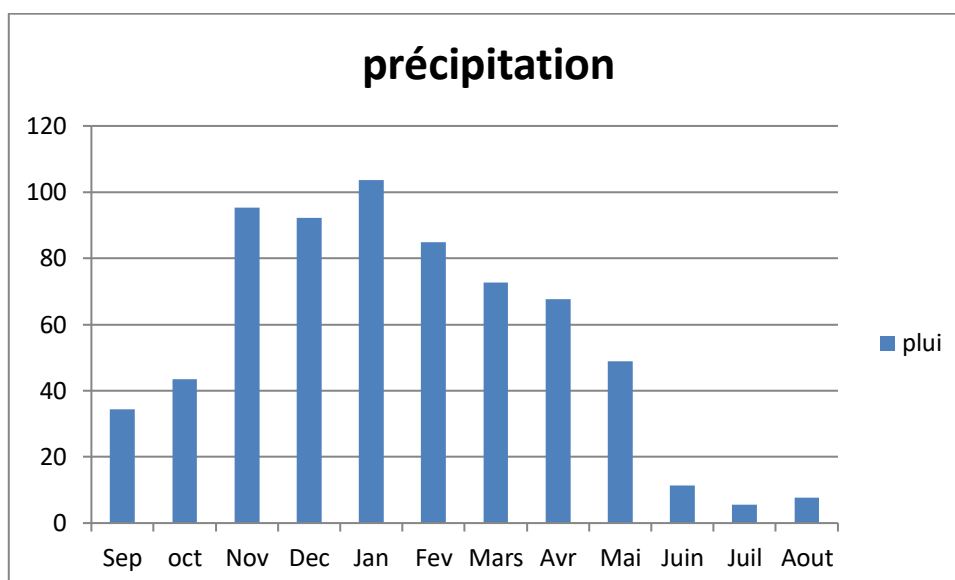


Figure III 5 : Précipitations moyennes mensuelles (1989-2023) Source : ANRH BLIDA

Interprétation

Le climat présente une pluviométrie annuelle de 667,89 mm, marquée par une saison humide d'octobre à avril (avec un pic en janvier à 103,6 mm) et une saison sèche prononcée de juin à Aout (en juillet à 5.55 mm)

III.5.5 Évaporation

C'est la quantité d'eau perdu sous forme de vapeur à partir d'une surface de couverture végétale, exprimé en m³/ha/jour, ou en mm/j

Les variations de l'évaporation sont représentées par la figure suivant :

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

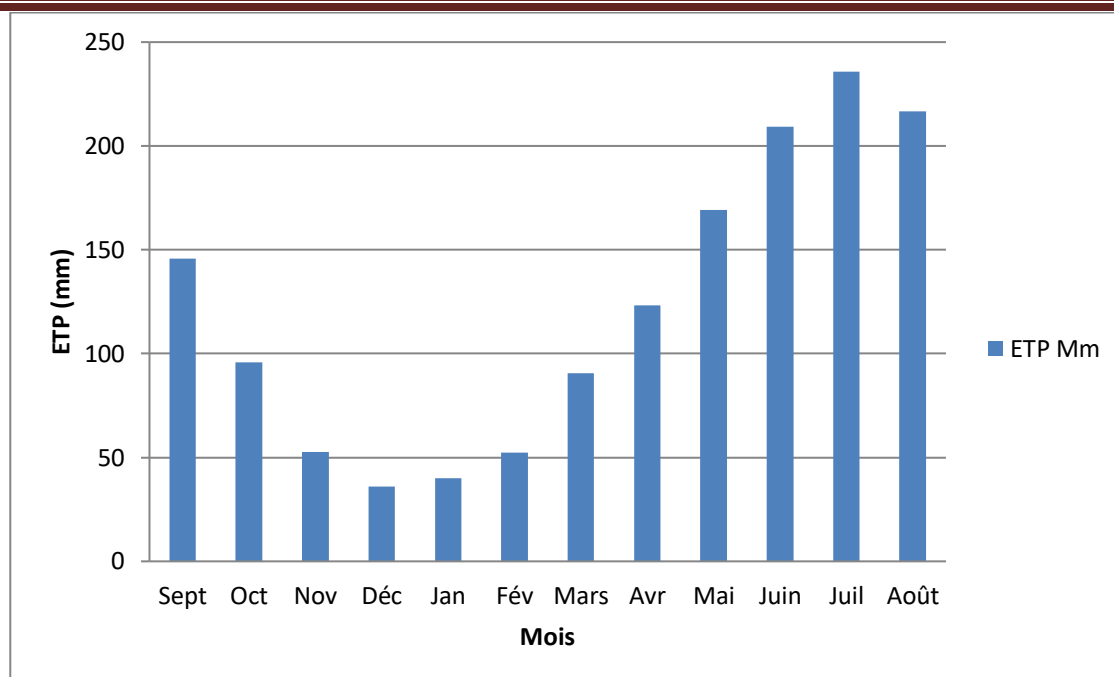


Figure III.6 : Evapotranspirations du Nord de l'Algérie

Interprétation :

La figure de l'Évapotranspiration Potentielle (ETP) présente une forte saisonnalité, avec des valeurs minimales en hiver (décembre à février, ~36-53 mm) où la demande en eau est faible, et des valeurs maximales en été (juin à août, dépassant 200 mm) où la demande climatique est extrême, culminant en juillet (235,9 mm). La transition printanière (mars à mai) montre une augmentation rapide de l'ETP.

III.6 Situation hydraulique

III.6.1 Alimentation en eau potable

Le réseau d'alimentation en eau potable pour la communes berrouaghia est un réseau maillé et ramifié constitué par des conduites en PeHD. La zone est alimentée actuellement par :

- Barrage Ghrib avec une capacité de 7885,4 m³/j et barrage Koudiet Aserdone et un certain nombre de forages Et de puits
Les forages d'un débit 267 m³/j
Les puits d'un débit 140 m³/j
- Longueur total du réseaux : 117519 ml
- Taux de raccordement en AEP : 100%

III.6.2 ASSAINISSEMENT

L'Agglomération dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire d'une longueur de 49842 ml et le taux de raccordement de la population au réseau est de 95%

Les principaux rejets existant au niveau du chef-lieu sont
(Oued Gelette , Oeud Cheggua , Oeud Souk , Oeud DAOUD

III 7 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.

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

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, P_0 la population de l'année de référence, t le taux d'accroissement démographique égale à 2% (DRE MEDEA 2025) et n le nombre d'années entre l'année de référence et l'horizon étudié.

Tableau III.4 : Population future de la zone d'étude

Année	Taux d'accroissement t	2025	2035	2040	2055
Population (hab)	2%	100671	122718	135490	182352

CONCLUSION

Ce chapitre conclut à la nécessité impérative de construire une station d'épuration (STEP) pour traiter les eaux usées, actuellement rejetées sans traitement dans les oueds (Oued Gelette , Oeud Cheggua , Oeud Souk , Oeud DAOUD) par le réseau unitaire existant. Ce projet vise à réduire la pollution et à permettre la réutilisation des eaux traitées pour l'irrigation. Sa conception s'appuie sur une étude préalable des caractéristiques topographiques, géologiques, démographiques, hydrauliques et climatiques (méditerranéen) de la région.

CHAPITRE IV

ESTIMATION DES BESOINS ET DES CHARGES POLLUANTES

Chapitre IV : Estimation des Besoins et des Charges Polluantes

Introduction

Ce chapitre vise à définir les bases techniques pour la conception de la future station d'épuration de Berrouaghia. Il abordera la sélection du site d'implantation en tenant compte des contraintes géographiques et réglementaires, l'estimation des besoins en eau et des débits d'eaux usées (incluant les variations saisonnières), l'analyse détaillée des caractéristiques physico-chimiques des effluents, ainsi que l'évaluation des charges polluantes afin de déterminer les technologies de traitement les plus adaptées aux exigences locales et environnementales. L'objectif est d'établir un cadre méthodologique clair pour guider les étapes de conception tout en intégrant les spécificités du territoire.

IV.1 Site d'Implantation de la Station d'Épuration de la Ville de BERROUAGHIA

IV.1.1 Localisation de la Station d'Épuration

Le site choisi pour la future station d'épuration se trouve à 20 km de la ville de Médéa, du côté gauche de la RN°48B en direction de la ville de Médéa. La superficie allouée au projet est de 8 hectares, avec une altitude variant entre 815 m et 873 m.

Les coordonnées géographiques sont les suivantes :

- X = 52250
- Y = 317900

Le terrain réservé pour l'implantation de la station d'épuration de la ville de Berrouaghia représente une superficie d'environ 8 hectares située dans la commune de Berrouaghia.

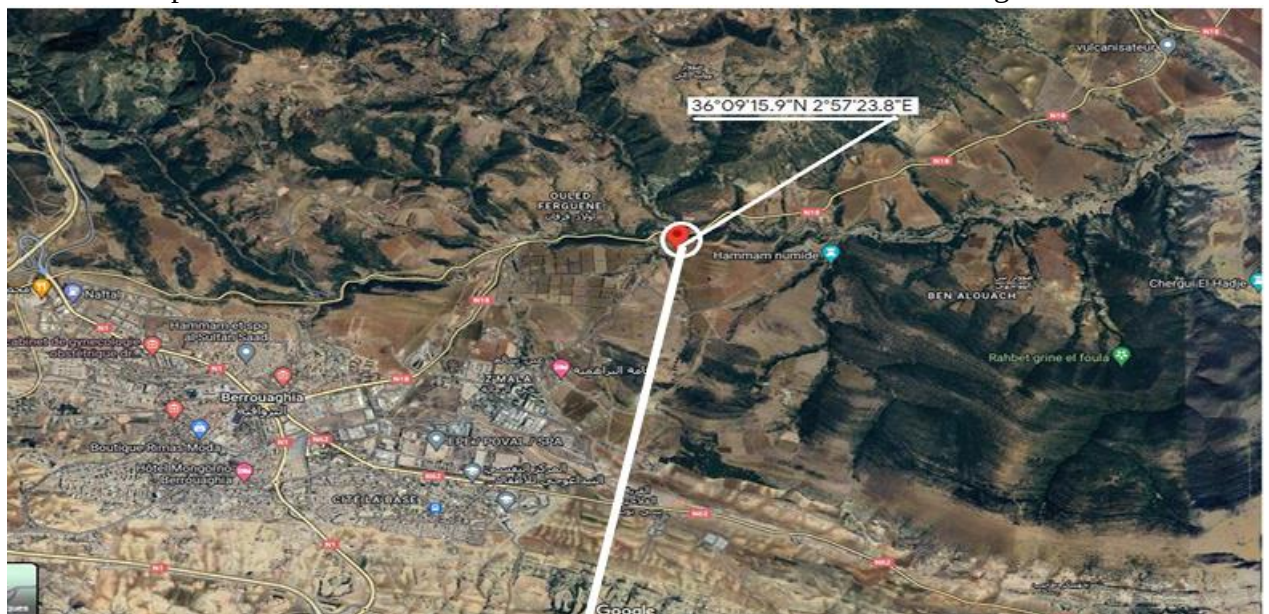


Figure IV.1 : Site d'implantation de la station d'épuration (Google Earth, 2024)

Chapitre IV : Estimation des Besoins et des Charges Polluantes

IV.1.2 L'Arrivée des Eaux Brutes

La station d'épuration de la ville de Berrouaghia traite les eaux usées urbaines provenant de la commune de Berrouaghia qui est situé à 20 km .Le réseau installé au niveau de la ville est de type unitaire. La station sera alimentée gravitairement en eau brute, véhiculée par un collecteur existant d'un diamètre $\Phi 1500$ mm

IV.1.3 Critères de Choix du Site

Les critères de choix de ce site sont les suivants :

- Une topographie favorable du terrain ;
- La présence de la route RN qui facilite l'accès à la station d'épuration ;
- La proximité du milieu récepteur ;
- La disponibilité d'un terrain de 8 hectares ;
- L'éloignement du site par rapport aux zones résidentielles.

IV.2 Estimation des Besoins en Eau

L'évaluation des besoins en eau a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

IV.2.1 Besoins en Eau Domestique

Les besoins en eau journaliers sont en fonction de la population et de la dotation journalière par habitant. Ils sont calculés par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D \cdot N}{1000} \quad (\text{IV.1})$$

- $Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier consommé (m^3/j)
- D : Dotation journalière ($\text{l}/\text{j}/\text{hab}$)
- N : La population

IV.2.2 Besoins en Eau des Équipements

Tableau IV. : Débit d'eau usées rejetées par les équipements

Établissements	Effectif / Capacité	Dotation	Débit (m^3/j)
École primaire	7621	30 l/élève/j	228
Collège (CEM)	4842	30 l/élève/j	145
Lycée	3215	30 l/élève/j	96
Centre de formation	825	30 l/élève/j	24,7
Hôpital	60 lits	300 l/lit/j	18
Polyclinique	20 lits	300 l/lit/j	6
Mosquée	9000 fidèles	15 l/fidèle/j	135
Zaouïa	160 fidèles	15 l/fidèle/j	2,4
Salle de prière	300 fidèles	15 l/fidèle/j	4.5
Protection civile	55 agents	20 l/agent/jour	1,1
Restaurants	1200 Repas	35 l/repas/j	42
Hotel	17 lit	150 l/lit/j	2.55
Station lavage	60 vehicules	150 l/veh/jour	9
Total			714,25 m^3/j

Chapitre IV : Estimation des Besoins et des Charges Polluantes

Remarque :

En raison du manque d'informations sur les effectifs et les autres équipements, les besoins en équipements seront estimés à 20 % des besoins domestiques, et les eaux parasites à 5 %, ce qui donne un total de 25 % [15].

Le débit des équipements est donc calculé comme suit :

$$Q_{\text{équipement}} = Q_{\text{moy},j} \times 25\% \quad (\text{IV.2})$$

- $Q_{\text{équipement}}$: Débit des équipements (m^3/j)

IV.2.3 Besoins en Eau Total

C'est la somme du débit de consommation et du débit des équipements :

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{moy},j} + Q_{\text{équipement}} \quad (\text{IV.3})$$

- Q_{tot} : Besoins en eau total (m^3/j)

IV.2.4 Débit des Eaux Usées

Le débit des eaux usées est calculé sur la base du débit total de consommation en eau potable :

$$Q_{EU} = C_{\text{rejet}} \times Q_{\text{tot}} \quad (\text{IV.4})$$

Où :

- Q_{EU} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j)
- C_{rejet} : Coefficient de rejet (0,8-1), pris égal à 80%.

IV.2.5 Débit de Pointe

Débit de pointe en temps sec

$$Q_{\text{pts}} = C_p \cdot Q_{EU} \quad (\text{IV.5})$$

Où :

- Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/j)
- C_p : Coefficient de pointe donné par :

$$\begin{cases} 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q}} & \text{si } Q_{EU} > 2.8 \text{ l/s} \end{cases}$$

$$C_p = \begin{cases} 3 & \text{si } Q_{EU} \leq 2.8 \text{ l/s} \end{cases} \quad (\text{IV.6})$$

Débit de pointe en temps de pluie

$$Q_{\text{ptp}} = (3 - 5)Q_{\text{pts}} \quad (\text{IV.7})$$

- Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie ($3 \times Q_{\text{pts}}$).

•

Débit diurne

Le débit moyen diurne correspond à la période de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée :

$$Q_d = \frac{Q_{\text{moy},j}}{16} \quad (\text{IV.8})$$

Q_d : Débit diurne (m^3/j).

IV.3 Nombre d'Équivalent Habitant

La notion d'équivalent-habitant permet de quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques (et assimilées). Elle représente la quantité moyenne standard de pollution rejetée par jour par habitant. L'équivalent-habitant dépend des usages et des habitudes des habitants, ainsi que de leur consommation journalière.

Chapitre IV : Estimation des Besoins et des Charges Polluantes

N_{EH} : Nombre d'équivalent habitant

$$N_{EH} = \frac{Q_{EU}}{D \times 0,8} \quad (IV.9)$$

- Q_{EU} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j)
- D : Dotation journalière en $l/j/hab$.

Les résultats des calculs sont résumés dans le Tableau IV.2 suivant :

Tableau IV.2 : Résultats du calcul des débits estimés et du nombre d'équivalents habitants pour les horizons 2040 et 2055

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Population	/	135490	182352
Dotation	$l/j/hab$	150	150
Débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$)	m^3/j	20323	27352.8
Débit d'équipement ($Q_{équipement}$)	m^3/j	5080.87	6838.2
Débit total (Q_{tot})	m^3/j	25404.37	34191
Débit des eaux usées (Q_{EU})	m^3/j	20323	27352
Coefficient de pointe (C_p)	/	1.66	1.64
Débit de pointe à temps sec (Q_{pts})	m^3/j	25275	44945.84
Facteur de dilution	/	3	3
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	m^3/j	101454	134837.52
Débit diurne (Q_d)	m^3/h	637.11	902.68
Nombre d'équivalents habitant (N_{EH})	EH	169769	228383.3

IV.4 Caractéristiques des Eaux Usées de la Zone d'Étude

Les analyses des eaux usées de la ville de Berrouaghia ont été confiées à un bureau d'étude. Les prélèvements ont été réalisés le 28 janvier 2024, de 8h à 16h. L'analyse a été effectuée sur les échantillons prélevés au niveau du rejet de l'oued.

IV.5 Méthodes d'analyse des principaux paramètres examinés

Les paramètres pris en compte dans les analyses des eaux usées dans le cadre de la future station d'épuration sont : Température, MES, DBO₅, DCO, Azote, Phosphore et pH.

Tableau IV.3 : Méthodes d'analyse des principaux paramètres examinés

Paramètres	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
Ph	pH-mètre
MES	Filtration
DCO	Spectrophomètre
DBO ₅	DBO-mètre
Phosphore, Sulfates, Chlorures	Calorimètre

IV.6 Les Résultats d'Analyse d'Eau Brute

Les résultats d'analyses des eaux usées sont comparés aux valeurs maximales admissibles pour les rejets des eaux usées (voir § I.4) et sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Estimation des Besoins et des Charges Polluantes

Tableau IV.4 : Données des eaux usées de la zone d'étude

Paramètres	Unités	Valeurs	Valeurs limites
Température minimale	°C	14	< 30
Température maximale	°C	29	< 30
Ph	/	7,79	6,5 – 8,5
Matières en suspension (MES)	mg/l	407.14	100 – 600
Demande Biochimique en Oxygène (DBO ₅)	mg/l	314.08	150 – 500
Demande Chimique en Oxygène (DCO)	mg/l	523.47	300 – 1000
Azote KJELDAHL (NTK)	mg/l	62,26	30 – 100
Phosphore (P)	mg/l	15,56	10 – 25

(Source: AFAK Control, Rapport d'Analyse Physico Chimique n°358/2024, Centre Technique, Laboratoire d'Analyse de la Qualité, 2024)

Interprétation des Résultats d'Analyse

- **Température**

La température varie entre 14°C et 29°C, conforme à la limite maximale de 30°C, ce qui est favorable aux processus biologiques d'épuration.

- **pH**

Le pH de 7,79 se situe dans la plage recommandée de 6,5 à 8,5. Cette valeur est idéale pour le traitement biologique des eaux usées, offrant des conditions optimales pour la croissance et l'activité des micro-organismes responsables de la dégradation des polluants.

- **Matières en Suspension (MES)**

La concentration en MES est de 403,85 mg/l, se situant dans la plage normale des eaux usées urbaines (100-600 mg/l). Cette valeur indique une charge modérée à élevée en matières particulaires.

- **Demande Chimique en Oxygène (DCO)**

La DCO est de 523,47 mg/l, se trouvant dans la fourchette typique des eaux usées urbaines (300-1000 mg/l). Cette valeur signale une charge organique importante.

- **Demande Biochimique en Oxygène (DBO₅)**

La teneur en DBO₅ de 314,08 mg/l est relativement élevée, se situant dans la partie supérieure de la plage normale (150-500 mg/l).

- **Azote Kjeldahl (NTK)**

La concentration en NTK est de 57,69 mg/l, se situant dans la plage normale (30-100 mg/l) pour les eaux usées urbaines. Cette valeur indique une charge modérée en azote organique et Ammoniacal, nécessitant un traitement approprié pour prévenir l'eutrophisation des eaux de surface.

- **Phosphore (P)**

Les teneurs en P sont moins importantes, à la limite de la valeur maximale admissible ces teneurs montrent que l'eau rejetée est moyennement chargée en phosphore

Biodégradabilité

Les eaux usées présentent un coefficient de biodégradabilité :

Cette valeur indique :

$$K = \frac{[DCO]}{[DBO_5]} \quad K=1,51 \quad (IV.10)$$

Chapitre IV : Estimation des Besoins et des Charges Polluantes

- Les eaux usées rejetées directement dans l'environnement ont des caractéristiques similaires à celles des eaux usées domestiques ($K < 3$) [16].
- L'effluent est d'origine domestique, biodégradable et susceptible de subir un traitement biologique ($1 < K < 2$).

IV.7 Évaluation des charges polluantes

- La charge moyenne journalière en DBO_5

$$L_0 = C_{DBO_5} \times Q_{EU} \quad (IV.11)$$

Avec :

- L_0 : Charge moyenne journalière en DBO_5 (kg/j) ;
 - C_{DBO_5} : Concentration moyenne journalière en DBO_5 (mg/l).
- La charge moyenne journalière en DCO

$$DCO = C_{DCO} \times Q_{EU} \quad (IV.12)$$

Avec :

- DCO : Charge moyenne journalière en DCO (kg/j) ;
 - C_{DCO} : Concentration moyenne journalière en DCO (mg/l).
- La charge moyenne journalière en MES

$$MES = C_{MES} \times Q_{EU} \quad (IV.13)$$

Avec :

- MES : Charge moyenne journalière en MES (kg/j) ;
 - C_{MES} : Concentration moyenne journalière en MES (mg/l).
- La charge moyenne journalière en azote (NTK)

$$NTK = C_{NTK} \times Q_{EU} \quad (IV.14)$$

Avec :

- NTK : Charge moyenne journalière en azote (kg/j) ;
- C_{NTK} : Concentration moyenne journalière en azote (mg/l) ;

Les résultats des calculs des différentes charges polluantes pour les deux horizons sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Flux de pollution et concentrations en polluants (2040 et 2055)

Paramètres	Horizon 2040		Horizon 2055	
	Charge (kg/j)	Concentration (mg/l)	Charge (kg/j)	Concentration (mg/l)
MES	8294,37	407,14	11158,07	407,14
DBO_5	6398,5	346,15	8607,67	346,15
DCO	10664,28	523,47	14346,21	523,47
NTK	1268,37	62,26	1706,29	62,26
P	317	15,56	426,43	15,56

IV.8 Performance Exigées

La qualité de l'effluent traité par le traitement biologique doit respecter les caractéristiques suivantes :

Chapitre IV : Estimation des Besoins et des Charges Polluantes

Tableau IV.6 : Qualité des eaux après traitement biologique

Paramètres	Unité	Concentration en mg/l	Rendement minimum d'élimination en %
DBO ₅	mg/l	≤ 30	≥ 90
DCO	mg/l	≤ 90	≥ 80
MES	mg/l	≤ 30	≥ 90
NTK	mg/l	≤ 10	> 70

(Source : ONA, 2023)

IV.9 Rendement d'Élimination

Afin de se conformer aux normes de qualité des eaux, nous avons déterminé les rendements épuratoires de la DBO₅, DCO, MES et NTK.

Le rendement en MES est donné par la formule suivante :

$$\eta_{\text{MES}} = \frac{C_{\text{MES}(\text{initiale})} - C_{\text{MES}(\text{finale})}}{C_{\text{MES}(\text{initiale})}} \times 100\% \quad (\text{IV.15})$$

$$= \frac{407,14 - 30}{407,14} \times 100\% = 92,63\%$$

Avec :

- $C_{\text{MES}(\text{initiale})}$: Concentration en MES à l'entrée du traitement biologique (mg/l)
- $C_{\text{MES}(\text{finale})}$: Concentration en MES à la sortie du traitement biologique (mg/l)

Le rendement en DBO₅ est donné par la formule suivante

$$\eta_{\text{DBO}_5} = \frac{C_{\text{DBO}_5(\text{initiale})} - C_{\text{DBO}_5(\text{finale})}}{C_{\text{DBO}_5(\text{initiale})}} \times 100\% \quad (\text{IV.16})$$

$$= \frac{314,08 - 30}{314,08} \times 100\% = 90,45\%$$

Avec :

- $C_{\text{DBO}_5(\text{initiale})}$: Concentration en DBO₅ à l'entrée du traitement biologique (mg/l)

$$\eta_{\text{DCO}} = \frac{C_{\text{DCO}(\text{initiale})} - C_{\text{DCO}(\text{finale})}}{C_{\text{DCO}(\text{initiale})}} \times 100\% \quad (\text{IV.17})$$

$$= \frac{523,47 - 90}{523,47} \times 100\% = 82,8\%$$

- $C_{\text{DCO}(\text{initiale})}$: Concentration en DCO à l'entrée du traitement biologique (mg/l)
- $C_{\text{DCO}(\text{finale})}$: Concentration en DCO à la sortie du traitement biologique (mg/l)

Le rendement en NTK est donné par la formule suivante :

$$\eta_{\text{NTK}} = \frac{C_{\text{NTK}(\text{initiale})} - C_{\text{NTK}(\text{finale})}}{C_{\text{NTK}(\text{initiale})}} \times 100\% \quad (\text{IV.18})$$

$$= \frac{62,26 - 10}{62,26} \times 100\% = 83,94\%$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Résultats des calculs du rendement d'élimination pour les différents polluants

Paramètres	Concentration (mg/l)	Rendement d'élimination (%)	Rendement d'élimination (valeur minimale) (%)
MES	403.85	92.57	≥ 90
DBO ₅	346.15	91.33	≥ 90
DCO	780.77	88.47	≥ 80
NTK	57.69	82.67	> 70

Chapitre IV : Estimation des Besoins et des Charges Polluantes

IV.10 Choix de filière de traitement

Liste des critères qui devrait intervenir dans le choix de la filière de traitement :

- Niveau de rejet ;
- Nature des effluents à traiter ;
- Fiabilité de la filière (sensibilité du milieu et traitement tertiaire spécifique) ;
- Capacité de l'installation ;
- Surface au sol disponible ;
- Nature du réseau d'assainissement (séparatif ou unitaire) ;
- Contraintes d'exploitation (accès des véhicules à l'intérieur) ;
- Coûts d'investissement et d'exploitation [34].

IV.11 Justification de choix de filière de traitement

Prétraitement

Le prétraitement, comprenant le dégrillage, le dessablage et le déshuilage, constitue une étape essentielle pour éliminer les matières grossières, les sables et les graisses. Cette phase a pour objectif de protéger les ouvrages de traitement situés en aval, d'éviter l'encrassement des équipements et de garantir le bon fonctionnement des étapes biologiques et tertiaires.

Traitement biologique

Le traitement biologique adopté est basé sur le procédé des boues activées à faible charge. Ce choix est justifié par le rapport ($DCO/DBO_5 = 1,5$), qui traduit une bonne biodégradabilité des effluents et confirme l'efficacité des procédés biologiques. Ce système permet d'atteindre un rendement supérieur à 90 % en élimination de la DBO_5 . Le bassin biologique comprend une zone de contact, une zone anoxique, une zone d'aération et une zone de dégazage, assurant simultanément l'oxydation de la matière organique, la nitrification, la dénitrification et l'évacuation des gaz produits.

Traitement tertiaire

Le traitement tertiaire, constitué de la coagulation-floculation, de la filtration sur disques et de la désinfection aux UV, complète le traitement biologique. Cette étape vise à réduire davantage la turbidité, les matières en suspension et les micro-organismes pathogènes, permettant ainsi d'obtenir une eau conforme aux normes de rejet et adaptée à une éventuelle réutilisation, notamment en irrigation.

Traitement des boues

Enfin, le traitement des boues comprend l'épaississement, la stabilisation anaérobie et la déshydratation mécanique. Ces procédés permettent de réduire le volume des boues, de limiter leur pouvoir polluant et de faciliter leur valorisation, que ce soit par épandage agricole, compostage ou mise en décharge contrôlée. Cette étape garantit une gestion durable et responsable des sous-produits générés par la station.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les débits, les caractéristiques des eaux usées à traiter, et les charges polluantes. Ces étapes sont primordiales dans la réalisation d'un projet de conception d'une station d'épuration, car elles constituent les facteurs de base pour le dimensionnement des différents ouvrages de la station, ce que nous aborderons dans le prochain chapitre.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'ÉPURATION

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Introduction

Ce chapitre a pour objet de définir les dimensionnements des installations de traitement des eaux et des boues pour la future station d'épuration, en envisageant une capacité initiale à l'horizon 2040 et une extension ultérieure pour 2055. La filière de traitement retenue est un procédé à boues activées en régime faible charge.

Les principaux ouvrages constituant la filière eau sont les suivants :

- Dégrillage fin et grossier ;
- Dessablage-déshuilage ;
- Bassin biologique : Ce bassin est subdivisé par la zone de contact, la zone d'anoxie, le bassin d'aération et la zone de dégazage ;
- Clarificateur ;
- Traitement tertiaire : Comprend le filtre à disque et la désinfection par UV.

Quant à la filière boues, elle se caractérise par les étapes suivantes :

- Épaississement gravitaire
- Déshydratation mécanique.

Tableau V.1 : Base de dimensionnement de la station d'épuration

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Capacité de la station	EH	169769	228383
Débit moyen journalier (Q_{tot})	m ³ /j	25404	34191
Débit des eaux usées (Q_{EU})	m ³ /j	20372.29	27406
Débit moyen horaire rejeté	m ³ /h	848.87	1141.91
Débit de pointe à temps sec (Q_{pts})	m ³ /j	33818	44945.84
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	m ³ /j	101454	134837.52
Facteur de dilution	/	3	3
Débit diurne (Q_d)	m ³ /h	637.11	902.68
Demande Biologique en Oxygène (DBO₅)			
Charge journalière	Kg/j	6398.52	8607.67
Concentration correspondante	mg/L	314.08	314.08
Matières en suspension (MES)			
Charge journalière	Kg/j	8294.37	11158.07
Concentration correspondante	mg/L	407.14	407.14
Demande Chimique en Oxygène (DCO)			
Charge journalière	Kg/j	10664.28	14346.21
Concentration correspondante	mg/L	523.47	523.47
Azote (NTK)			
Charge journalière	Kg/j	1268.37	1706.27
Concentration correspondante	mg/L	62.26	62.26

Remarque :

Pour des considérations d'exploitation, nous considérons que cette station comporte deux chaînes de traitement dans chaque ouvrage de prétraitement et de traitement biologique. Cela signifie

qu'il y a deux lignes de traitement, et chaque ouvrage reçoit ainsi la moitié du débit

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

V.1 Prétraitement

Le prétraitement constitue la première étape de la filière de traitement. Il regroupe une série d'opérations physiques et mécaniques destinées à éliminer les matières solides les plus grossières et les déchets flottants. Les principales étapes de ce prétraitement sont :

- Le dégrillage ;
- Le dessablage-déshuilage.

V.1.1 Dégrillage

L'opération de dégrillage permet de protéger la station contre l'arrivée des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages au niveau des différentes unités de l'installation et d'éliminer les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements ultérieurs.

Dans notre conception, chaque dégrilleur est équipé de deux types de grilles : fines et grossières. Ces grilles à barreaux sont dotées d'un dispositif de nettoyage automatique. Pour les calculs de la grille, on utilise la formule établie par KIRSCHMER [29]

- **La section de la grille**

$$S_g = \frac{Q_{ptp}}{V_g \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \quad (V.1)$$

- Q_{ptp} : débit de pointe (m³/s)

$$\beta = \frac{d}{d + e} \quad (V.2)$$

- **La largeur de la grille**

$$L = \frac{(S_g \times \sin \alpha)}{h_{\max}} \quad (V.3)$$

- **La longueur mouillée de la grille**

$$L = \frac{h_{\max}}{\sin \alpha} \quad (V.4)$$

- V_g : vitesse de passage à travers la grille (m/s)
- β : fraction de surface occupée par les barreaux
- σ : coefficient de colmatage de la grille ($\sigma = 0.25$ pour une grille manuelle et 0.5 pour une grille mécanique) [33].
- e : espacement entre les barreaux (m) et d : diamètre des barreaux (m)
- S_g : section de grille (m)
- α : angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ($60^\circ < \alpha < 90^\circ$)
- $h_{\max}$: hauteur maximale admissible sur une grille ($0.5 \leq h_{\max} \leq 1.5$ m) [13]
- La vitesse de passage à travers la grille doit être suffisante pour obtenir l'application des matières sur la grille sans provoquer une perte de charge importante ni entraîner un colmatage et un dépôt en profondeur des barreaux, ou un départ des matières avec l'effluent. Les vitesses moyennes de passage admises sont de l'ordre de $0,6$ m/s à $1,0$ m/s. [33,27].
- **perte de charge**

Une autre formule établie par KIRSCHMER qui a décrit une relation entre la perte de charge et le coefficient de forme des barreaux et l'angle de la grille avec l'horizontale [24,32]

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Tableau V.2 : Épaisseur entre les barreaux (e) et diamètre des barreaux (d)

Paramètre	Grille grossière	Grille fine
d (cm)	2	1
e (cm)	3 à 10	2

La perte de charge (ΔH) est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H = \beta \left(\left(\frac{d}{e} \right)^3 \right) \sin \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad (V.5)$$

- ΔH : La perte de charge (m)
- δ : Le coefficient de forme des barreaux

Les valeurs de δ dépendent de la forme des barreaux [32], comme indiqué dans le tableau suivant:

Tableau V.3 : Valeurs de δ selon le type des barreaux [32]

Type des barreaux	δ
Section rectangulaire	2.42
Section rectangulaire arrondie en semi-circulaire à l'amont	1.83
Section rectangulaire arrondie en semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1.67
Section circulaire	1.79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0.76

• Estimation des quantités de refus de dégrillage

Le volume des résidus retenus (V) par les grilles est estimé à 2-2.5 l/EH/an pour une grille grossière et 5-10 l/EH/an pour une grille fine [19].

$$V_{refus} = \frac{EH \times V}{e} \quad (V.6)$$

Les critères de conception choisis sont les suivants :

Tableau V.4 : Base de dimensionnement du dégrilleur

Désignation	Unité	Valeur	
Type de grille	/	Fine	Grossière
Nombre de Grille	U	2	2
Écartement entre les barreaux	Cm	2	5
Diamètre des barreaux	Cm	1	2
Coefficient de colmatage (σ)	/	0.5 (grille mécanique)	
Coefficient de forme des barreaux (δ)	/	1.79 (Barreaux Rond)	
Tirant d'eau (h_{max})	M	1	1
Vitesse de passage à travers la grille (V_g)	m/s	1	1

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Tableau V.5 : Résultats de dimensionnement de dégrilleur

Paramètre	Unité	Horizon 2040		Horizon 2055	
		Grille Grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
Nombre de Grille	U	2	2	2	2
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	m ³ /s	0,586	0,586	0,78	0,78
Écartement entre les barreaux	cm	5	2	5	2
Diamètre des barreaux	cm	2	1	2	1
Vitesse de passage à travers la grille (V_g)	m/s	1	1	1	1
Largeur de la grille (L_g)	m	1,4	1	1.03	1.1
Longueur de la grille (L_0)	m	1.15	1.15	1.15	1.15
Pertes de charge (ΔH)	m	0.023	0.0314	0.023	0.0314
Volume maximal des refus ($V_{\text{refus, max}}$)	m ³ /j	0.465	1.164	0.659	1.649
Volume minimal des refus ($V_{\text{refus, min}}$)	m ³ /j	0.582	2.327	0.824	3.297

Conclusion :

Le dégrillage sera donc assuré par deux grilles avec des barreaux de forme circulaire, car les pertes de charge sont moins élevées par rapport à celles créées par les barreaux de forme rectangulaire.

Les dimensions des deux dégrilleurs de notre station d'épuration sont :

- Deux grilles grossières avec un diamètre de 5 cm, un espace entre les barreaux de 2 cm, et une inclinaison de 60°.
- Deux grilles fine avec un diamètre de 2 cm, espacée de 1 cm entre les barreaux. La grille est inclinée avec un angle de 60°.

V.1.2 Dessablage-Déshuilage

Le prétraitement, première étape essentielle du procédé, repose sur un dessableur-déshuileur rectangulaire à pont racleur choisi pour son emprise au sol optimisée, qui élimine simultanément les sables par décantation et les huiles par flottation grâce à une injection d'air, protégeant ainsi les équipements en aval (pompes, système d'aération) et facilitant le traitement ultérieur des boues ; cet ouvrage, conçu avec deux lignes de traitement indépendantes comprenant chacune une zone d'aération et de tranquillisation, permet l'extraction des sables par pompage et le raclage des huiles vers une fosse de récupération, garantissant une efficacité robuste pour les horizons 2040 et 2055.

• Condition de dimensionnement

Pour qu'il y ait sédimentation des particules, il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$\frac{H}{V_s} \geq \frac{V}{Q} = \frac{H * L * l}{V_e * l * L} \quad \frac{V_e}{V_s} \geq \frac{L}{H}$$

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

V_e : la vitesse horizontale ou vitesse d'écoulement ($0,2 < V_e < 0,5$ m/s)

- $V_s = V_{asc} = C_H$: Vitesse de sédimentation (vitesse ascensionnelle ou la charge hydraulique superficielle) avec : $15 < C_H < 30$ m³/m²/h [19]
- L : Longueur du bassin
- l : Largeur du bassin avec $L/l = (2 \text{ à } 5)$
- H : Profondeur du bassin. $H = (1 - 2,5)$ m [13]
- V : Volume du bassin
- t_s : Le temps de séjour ;compris entre 3 à 10 minutes au débit de pointe pour Le Dessableur [19]
- t_d : temps de séjour de 8 à 15 min pour Le Déshuileur
- Les critères de dimensionnement choisis sont les suivants :

$$t_s = 10 \text{ min} \quad \text{et} \quad C_H = 25 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$H = 2,5 \text{ m} \quad \text{et} \quad \frac{L}{l} = 2$$

• Volume du bassin de dessableur-déshuileur

$$\begin{aligned} V &= Q_{\text{ptp}} \times t_s \\ &= \frac{2113,62}{60 \times 10} = 352,27 \end{aligned} \quad (\text{V.8})$$

• Surface

$$\begin{aligned} S_H &= \frac{Q}{V} \\ &= \frac{2113,62}{352,27} = 140,9 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (\text{V.9})$$

• Hauteur

$$\begin{aligned} H &= \frac{V}{S_H} \\ H &= 2,5 \end{aligned}$$

• La largeur et la longueur du bassin

$$L = 10 \times H = 25$$

$$S_H = L \times l \quad (\text{V.10})$$

$$l = 5,63 = 6 \text{ m}$$

• La surface verticale du bassin

$$A = H \times l \quad (\text{V.11})$$

• Vérification de l'inégalité

$$= 2,5 \times 6 = 15 \text{ m}^2$$

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

$$\text{On opte pour } V_e = 0,3 \text{ m/s} \quad \text{donc} \quad \frac{V_e}{V_s} = \frac{0,3 \times 3600}{25} = 72$$

La quantité d'air à injecter

Une quantité d'air est nécessaire afin de permettre l'aération ainsi que la remontée des huiles en surface. Cette quantité varie de 1 à 1.5 m³ d'air/m³ d'eau à traiter [31].

$$q_{\text{air}} = V_{\text{air}} \times Q_{\text{ptp}} \quad (\text{V.12})$$

$$= 1.5 \times 4227.25 = 6340,87 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

- q_{air} : Débit d'air à injecter (m³/h)
- Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie
- V_{air} : Volume d'air à injecter (m³)

- **Quantité des matières éliminées par le dessableur :**

- Les MES contiennent 30% de MMS (matières minérales en suspension) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), donc on opte sur la formule suivante :

$$\text{MES} = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MMS} \quad (\text{V.13})$$

La charge à l'entrée du dessableur est de : $L_{\text{MES}} = 8294.37 \text{ Kg/j}$

- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES :

$$\text{MVS} = 0,7 \times \text{MES} \quad (\text{V.14})$$

$$= 0,7 \times 8294.37 = 5806.05 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES :

$$\text{MMS} = 0,3 \times \text{MES} \quad (\text{V.15})$$

$$= 0,3 \times 8294.37 = 2488.31 \text{ Kg/j}$$

- **Les matières minérales éliminées :** le dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales [29] d'où :

$$\text{MMS}_e = 0,7 \times \text{MMS} \quad (\text{V.16})$$

$$= 0,7 \times 2488.31 = 1741.81 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie du dessableur :

$$\text{MMS}_s = \text{MMS} - \text{MMS}_e \quad (\text{V.17})$$

$$= 2488.31 - 1741.81 = 746.5 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie du dessableur :

$$\text{MES}_s = \text{MMS}_s + \text{MVS} \quad (\text{V.18})$$

$$= 746.5 + 5806.05 = 6552.55 \text{ Kg/j}$$

- **Estimation de la quantité de sable**

La quantité de sable extraite du dessableur est d'environ 5 à 12 l/EH/an [30], d'où :

$$Q_{\text{sable}} = \frac{12 \times 169769}{365 \times 1000} = 5.58 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Production de la graisse**

- La quantité de graisse produite du déshuileur est d'environ 10 l/EH/an [30], soit :

$$Q_{\text{graisse}} = \frac{10 \times 169769}{365 \times 1000} = 4.7 \text{ m}^3/\text{j}$$

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Horizon 2055

Pour cet horizon, on dimensionne le dessableur-déshuileur avec la différence des débits des deux horizons :

Tableau V.6 : Résultats de calcul du dessableur-déshuileur

Les parameters	Résultats	
Horizon	2040	2055
Le débit de pointe à temps pluviale (m ³ /j)	101454	134837.52
Le débit de pointe à temps pluviale (m ³ /h)	4227.25	5618.23
Le volume (m ³)	352.27	468.16
Section horizontale (m ²)	140.9	187.27
La profondeur (m)	2.5	2.5
La longueur (m)	25	25
La largeur (m)	6	7.5
Temps séjour Ts (min)	10	10
Le volume d'air à insuffler dans le dessableur (m ³ d'air/h)	6340.87	8427.34
La charge en MES à l'entrée de dessableur-déshuileur (Kg/j)	8294.37	11158
La charge en MVS contenues dans les MES (Kg/j)	2488.31	8020,6
La charge en MM contenues dans les MES (Kg/j)	2488.31	3437,4
La charge en MM éliminées (Kg/j)	1741.81	2406,2
La charge en MM à la sortie de dessableur-déshuileur (Kg/j)	746.5	1031,2
La charge en MES à la sortie de dessableur-déshuileur (Kg/j)	6552.55	9051,8
La charge en DCO à l'entrée de dessableur-déshuileur (Kg/j)	10664.28	14346.21
La charge en DCO éliminées (Kg/j)	2986	4016,9
La charge de DCO à la sortie de dessableur-déshuileur (Kg/j)	7678,3	10329,3
Concentration MES (mg/l)	322,39	330,9
Concentration DCO (mg/l)	377,8	377,6
Concentration DBO5 (mg/l)	346,15	346,15

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Remarque :

La différence entre les dimensions de 2040 et de 2055 n'est pas importante, Nous construisons l'installation avec les dimensions de 2055

Conformément aux calculs présentés précédemment (§ IV.4.1.1), le rendement d'élimination de la DBO_5 excède 90 %, ce qui caractérise un procédé de traitement biologique à faible charge tel que défini au § II.1.3.4. Cette configuration rend potentiellement superflu l'installation d'un décanteur primaire, le traitement à faible charge permettant de traiter efficacement la charge organique sans cette étape préalable.

V.2 Traitement Secondaire

Le traitement biologique utilisé est de type boues activées à faible charge. Ce bassin biologique reçoit des eaux usées prétraitées qui comprennent :

- Zone de contact ;
- Zone d'anoxie ;
- Bassin d'aération ;
- Zone de dégazage.

Le traitement à boues activées à faible charge est régi par :

- Charge Massique :

$$0.08 \leq C_m \leq 0.25$$

- Charge Volumique :

$$0.35 \leq C_v \leq 0.6$$

Pour le dimensionnement des réacteurs biologiques, les paramètres suivants sont considérés :

- Charge massique : $C_m = 0,12 \text{ KgDBO}_5/\text{KgMVS}$
- Concentration des boues en MVS : $[X_a] = 3 \text{ g/l}$

V.2.1 Zone d'Anoxie

La configuration de la zone d'anoxie en amont du procédé permet d'utiliser l'ensemble des eaux usées brutes comme source de carbone. Cette disposition assure, dans l'étape aérobie suivante, une nitrification complète couplée à l'élimination de la pollution carbonée. Grâce aux systèmes de recirculation des boues de retour et de boues complémentaires, une proportion significative des nitrates produits en zone aérobie est renvoyée en tête de filière pour y être dénitrifiée [18].

Le calcul du volume du zone d'anoxie est régi par l'équation suivante [13,19] :

$$V_{\text{anoxie}} = \frac{N_{\text{à nitrifier}} \times 1000}{C_d \times [X_a] \times 24} \quad (\text{V.31})$$

C_d : La cinétique de dénitrification est exprimée en grammes de NO_3 par kilogramme de MVS par heure ($\text{gNO}_3/\text{KgMVS/h}$). Cette cinétique de dénitrification est estimée en fonction du rapport NTK/DBO_5 . Dans notre cas, ce rapport est égal à 0,21, ce qui implique que $C_d = 2,7 \text{ gNO}_3/\text{KgMVS/h}$. [19]

$N_{\text{à nitrifier}}$: Quantité d'azote à nitrifier

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Bilan d'Azote [30]

$$N_{\text{à nitrifier}} = NTK_{\text{entrée}} - NTK_{\text{assimilé}} - NTK_{\text{rejeté}} \quad (\text{V.32})$$

- $NTK_{\text{entrée}}$: Charge d'azote KJELDAHL apportée par l'eau brute ;
- $NTK_{\text{assimilé}}$: Charge d'azote KJELDAHL assimilée essentiellement par les bactéries, égale à 5% de la DBO_5 éliminée dans le bassin biologique ;
- $NTK_{\text{rejeté}}$: Charge d'azote KJELDAHL rejetée avec l'eau épurée. Sachant que :

$$[NTK] = \begin{cases} 7 - 8 \text{ mg/l si } [NGL]_{ET} < 20 \text{ mg/l} \\ 3 - 4 \text{ mg/l si } [NGL]_{ET} < 10 \text{ mg/l} \end{cases} \quad (\text{V.33})$$

Dans notre cas : $[NGL]_{ET} < 10 \text{ mg/l}$, on prend $[NTK]_{\text{rejeté}} = 3 \text{ mg/l}$.

$$NTK_{\text{assimilé}} = 5\% \cdot L_e \quad (\text{V.34})$$

$$NTK_{\text{assimilé}} = 0.05 \times 5787,35 = 289,38 \text{ Kg/j}$$

$$NTK_{\text{rejeté}} = [NTK]_{\text{rejeté}} \times Q_{\text{moyj}} \quad (\text{V.35})$$

$$NTK_{\text{rejeté}} = 3 \times 10^{-3} \times 20372,29 = 61,11 \text{ Kg/j}$$

$$N_{\text{à nitrifier}} = 1268,37 - 289,36 - 61,11 = 917,9 \text{ Kg/j}$$

Alors :

Remarque :

Dans le dimensionnement du bassin d'anoxie, nous avons considéré que la quantité d'azote à dénitrifier est la même que celle de l'azote à nitrifier [30].

- Temps de séjour [30]

$$t_s = \frac{N_{\text{à nitrifier}} \times 1000}{C_d \times X_a} \quad (\text{V.36})$$

$$= \frac{887,45 \times 1000}{2,7 \times 54000} = 6 \text{ h}$$

- Volume de la zone d'anoxie

$$V_{\text{anoxie}} = \frac{887,45 \times 1000}{2,7 \times 3 \times 24} = 4565 \text{ m}^3$$

De la même manière, nous avons effectué les calculs pour l'horizon 2054, Sachant que :

$$NTK = NTK_{2055} - NTK_{2040} \quad (\text{V.37})$$

$$= 1706,291 - 1268,37 = 437,8 \text{ Kg/j}$$

Les résultats de calcul obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Résultats de calcul du bassin d'anoxie

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Charge d'azote Kjeldahl apportée par l'eau brute ($NTK_{\text{entrée}}$)	kg/j	1268,37	437,8
Charge d'azote Kjeldahl assimilée ($NTK_{\text{assimilé}}$)	kg/j	289,36	110,43
Charge d'azote Kjeldahl rejetée ($NTK_{\text{rejeté}}$)	kg/j	61	21
Quantité d'azote à nitrifier ($N_{\text{à nitrifier}}$)	kg/j	917,9	306
Quantité d'azote à dénitrifier ($N_{\text{à dénitrifier}}$)	kg/j	306,8	95,2
Temps de séjour (t_s)	H	6,3	6,4
Volume de la zone d'anoxie (V_{anoxie})	m ³	4721	1578,2
Surface	m ²	944,2	315,6
Volume utile	m ³	2360,5	1578,2

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Surface utile	m ²	472,1	315,6
Hauteur	M	5	5
Largeur	M	15,5	13
Longueur	M	31	26
Nombre d'ouvrages adoptés	U	2	1

V.2.2 Bassin d'aération

Le bassin d'aération assure deux fonctions biologiques essentielles : l'élimination de la pollution carbonée par l'action des bactéries hétérotrophes, et la nitrification de l'azote ammoniacal en nitrate par les bactéries autotrophes.

La station comprend deux (02) bassins d'aération identiques, alimentés par les eaux usées provenant des zones de contact. Cette configuration en double ligne permet une flexibilité opérationnelle et une maintenance facilitée.

- *Charge Massique*

$$C_m = \frac{Q \cdot [\text{DBO}_5]}{V_{\text{BA}} \cdot [X_a]} \quad (\text{V.38})$$

où

- Q : Débit journalier entrant dans le bassin d'aération (m³/j).
- $[\text{DBO}_5]$: Concentration moyenne en DBO₅ de l'influent à l'entrée du bassin d'aération (mg/l).
- V_{BA} : Volume du bassin d'aération (m³).
- $[X_a]$: Concentration en MVS des boues dans le bassin d'aération (g/l).

- *Charge Volumique*

$$C_v = \frac{Q \cdot [\text{DBO}_5]}{V_{\text{BA}}} = C_m \cdot [X_a] \quad (\text{V.39})$$

$$= 0,12 \cdot 3 = 0,36 \text{ KgDBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$$

- *Volume du bassin d'aération*

$$V_{\text{BA}} = \frac{L_{\text{DBO}_5}}{C_v} \quad (\text{V.40})$$

$$\frac{6398,52}{0,36} = 18000 \text{ m}^3$$

Verification le rapport $\frac{V_{\text{anoxie}}}{V_{\text{BA}}} < \frac{1}{3}$

$$\frac{4565}{18000} = 0,25 < \frac{1}{3} \quad \text{Donc verifie}$$

Sachant que nous avons deux bassins d'aération donc :

$$V_{u,\text{BA}} = 9000 \text{ m}^3$$

- *Surface horizontale du bassin d'aération*

$$S_H = \frac{V_{u,\text{BA}}}{H}$$

Remarque :

La hauteur du bassin est généralement prise entre 3 et 5 m. Dans ce cas, on choisit $H = 5 \text{ m}$, et on suppose que $L = 2l$, où L est la longueur du bassin (m) et l est la largeur du bassin (m).

Donc :

$$S_H = \frac{9000}{5} = 1800 \text{ m}^2$$

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

La largeur et la longueur du bassin

Sachant que :

$$S_H = L \times l = 2 \times l^2 \rightarrow \quad (V.41)$$

$$l = \sqrt{\frac{2225}{2}} = 30m \quad (V.42)$$

Donc la longueur du bassin est : $L = 2 \cdot l = 30 \times 2 = 60m$

- Masse des boues dans le bassin d'aération

$$\begin{aligned} X_a &= [X_a] \times V_{BA} \\ &= 3 \times 18000 = 54000 \text{ Kg} \end{aligned} \quad (V.43)$$

- Temps de séjour

– Pour le débit moyen horaire :

$$\begin{aligned} t_s &= \frac{V}{Q_{\text{moyh}}} \\ &= \frac{18000}{848,87} = 19.78 \text{ h} \end{aligned} \quad (V.44)$$

– Pour le débit de pointe en temps de pluie :

$$\begin{aligned} t_s &= \frac{V}{Q_{\text{pt}}} \\ &= \frac{18000}{4227,25} = 3.81 \text{ h} \end{aligned} \quad (V.45)$$

Tableau V.8 : Caractéristique du bassin d'aération

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Volume unitaire ($V_{u,BA}$)	m ³	9000	5910,19
Surface unitaire (S_H)	m ²	1800	1447,5
Largeur du bassin (l)	M	30	24,5
Longueur du bassin (L)	M	60	49
Masse des boues dans le bassin d'aération (X_a)	Kg	54000	17730,6
Temps de séjour moyen horaire (t_s)	H	21,2	20,16
Temps de séjour de pointe en temps de pluie (t_s)	H	4,25	4.24
Nombre d'ouvrages adoptés	U	2	1
Volume totale (V_{BA})	m ³	18000	5910,19
Surface totale (S_H)	m ²	3600	1477,5

V.2.3 Besoin théorique en oxygène

Les besoins théoriques journaliers en oxygène est donné par les formule suivante [13] :

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

$$q_{O_2} (kgO_2/j) = a' \cdot L_e + b' \cdot X_a + 4.3 \cdot N_{nit} - 2.85 \cdot c' \cdot N_{dénit} \quad (V.46)$$

où :

- q_{jO_2} : besoin théorique journalier en oxygène.
- $q_{O_{2p}}$: besoin théorique horaire en oxygène en temps diurne ($T_d = 16h$).
- L_e : DBO₅ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg/j).
- X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg/j).
- a' : la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.
- b' : coefficient cinétique de respiration endogène.
- N_{nit} : quantité d'azote à nitrifier.
- c' : Fraction d'O₂ récupérée par dénitrification (entre 60-70%)

$N_{dénit}$: quantité d'azote à dénitrifier.

Le Tableau V.9 donne les valeurs de a' et b' en fonction de charge massique

Charge massique	a'	b'
0,09	0,66	0,060
0,10	0,65	0,070
0,15	0,63	0,075
0,20	0,59	0,080
0,30	0,56	0,850
0,40	0,53	0,090
0,50	0,50	0,700 à 1,200

Dans notre cas $C_m = 0,12$ alors d'après le tableau : $a' = 0,642$ et $b' = 0,072$.

$$q_{O_2} = 0.642 \cdot 5787,35 + 0.072 \cdot 54000 + 4.3 \cdot 917,9 - 2.85 \cdot 0.7 \cdot 306,8$$

$$= 10938 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

• **La quantité horaire d'oxygène**

$$q_{O_2,h} = \frac{q_{O_2}}{24} \quad (V.47)$$

$$\frac{10938}{24} = 456 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

• **La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin**

$$q_{O_2, m^3} = \frac{q_{O_2}}{V_{BA}} \quad (V.48)$$

$$= \frac{10938}{18000} = 0.6 \text{ kg O}_2/\text{m}^3$$

• **Besoin réel en oxygène :**

Les besoins en oxygène sont supérieurs aux quantités théoriques, du fait que le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gêné par la présence de matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif. Et pour passer des conditions théoriques aux conditions réelles du milieu à épurer, il y a lieu d'appliquer des coefficients correcteurs.

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

$$q_{\text{réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \times \beta} \quad (\text{V.49})$$

$$= \frac{10938}{0.8 \times 0.8} = 17090,6 \text{ kg } O_2/\text{j}$$

- q_{O_2} : Besoin théorique en oxygène
- α et β : Rapports des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre ($\alpha = \beta = 0,8$).

Tableau V.10 : Besoins en oxygène

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Besoin théorique en oxygène (q_{O_2})	kgO ₂ /j	10938	3824,4
Quantité horaire d'oxygène ($q_{O_2,h}$)	kgO ₂ /h	456	159,4
Quantité d'oxygène nécessaire par m ³ du bassin (q_{O_2,m^3})	kgO ₂ /m ³	0,6	0,64
Besoin réel en oxygène ($q_{O_2,\text{réel}}$)	kgO ₂ /j	17090,6	5975,6

V.2.4 Choix du Système d'Aération

La distinction fondamentale entre les systèmes d'aération repose sur leur méthode d'introduction de l'oxygène :

- Aération par insufflation : Utilise de l'air comprimé injecté à différentes profondeurs du bassin via des diffuseurs, nécessitant des compresseurs pour la production d'air.
- Aération de surface : Met en œuvre des aérateurs mécaniques créant une zone de turbulence en surface pour permettre le transfert d'oxygène.

Le choix s'est porté sur l'aération de surface pour cette installation, système privilégié pour :

- Sa simplicité d'installation et d'exploitation
- Son efficacité énergétique
- Sa capacité de mélange optimale

V.2.5 Calcul des Caractéristiques de l'Aérateur

• La puissance de l'aération nécessaire

L'apport spécifique en oxygène varie de 1,5 à 2,0 KgO₂/kWh. Dans la littérature, la puissance spécifique des aérateurs est de 3 à 5 W/m³. Nous adoptons une puissance spécifique de l'aérateur de 5 W/m³[13].

$$E_n = \frac{q_{O_2,\text{réel}}}{E_a} \quad (\text{V.50})$$

- E_n : puissance de l'aération nécessaire

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

- $q_{O_2\text{réelp}}$: besoin réel en oxygène en temps diurne (Kg/h) ;
- E_a : quantité d'oxygène par unité de puissance (on choisit 1,5 KgO₂/KWh).

$$E = \frac{712}{1,5} = 474,72 \text{ KW}$$

La puissance de brassage

La puissance spécifique absorbée (P_a) pour les aérateurs de surface est de 40 à 80 W/m²

$$E_b = S_h \times P_a \quad (\text{V.51})$$

$$E_b = 1800 \times 40 = 72 \text{ KW}$$

Nombre d'aérateur

$$n = \frac{E_n}{E_b} \quad (\text{V.52})$$

$$n = \frac{474,72}{72} = 6,5$$

On adopte 6 aérateurs pour chaque bassin d'aération.

Tableau V.11 : Caractéristiques des aérateurs

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Puissance de l'aération nécessaire (E_n)	KW	474,72	166
Puissance de brassage (E_b)	KW	72	59,1
Nombre d'aérateurs (n)	U	6	3

V.2.6 Quantité des boues en excès

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de DBO₅ éliminée (L_e), et dépendent de la charge massique dans le bassin d'aération. La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER [24] :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m \cdot L_e - b_m \cdot X_a - X_{\text{eff}} \quad (\text{V.53})$$

Avec :

- $X_{\min}$: boues minérales (30% de MES)
- X_{dur} : boues difficilement biodégradables (30% des MVS)
- a_m : coefficient de rendement cellulaire (0,6 cellules formées /g DBO₅ éliminées)
- L_e : quantité de DBO₅ à éliminer (kg/j)
- b' : coefficient cinétique
- μ : coefficient de respiration endogène (0,074)
- $b_m = \frac{b'}{1,42}$: fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène
- X_a : masse totale de MVS dans le bassin (kg)
- X_{eff} : fuite de MES avec l'effluent (30 mg/l)

Charge journalière en MES à la sortie du dessableur-déshuileur : 3252,24 kg/j

$$X_{\min} = 0,30 \times 6552 = 19653.76 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \times (0,7 \times 6552.55) = 1376.04 \text{ kg/j}$$

$$a_m \cdot L_e = 0,6 \times 6398.92 = 3839.35 \text{ kg/j}$$

$$b \cdot X = \frac{0,072}{1,42} \cdot 54000 = 2738.03 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \times 6552.55 = 196.57 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 1965.76 + 1376.03 + 3839.35 - 2738.03 - 196.5 = 4639.5 \text{ Kg/j}$$

V.2.7 Taux de recyclage [24]

$$R = \frac{100 \times [X_a]}{[X_m] - [X_a]} \quad (V.54)$$

Indice de Molhman

indique la bonne décantabilité des boues si elle se trouve entre 80 et 150 (on prend $I_m = 120 \text{ ml/g}$).

• Débit de boues en excès

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

$$R = \frac{100 \times 3}{10 - 3} = 42.86\% \quad (V.56)$$

$$Q_{\text{bexcès}} = \frac{\Delta X}{[X_m]} = \frac{4639.52}{10} = 463.95 \text{ m}^3/\text{j}$$

• Débit spécifique par m^3 de bassin

$$q_{\text{sp}} = \frac{\Delta X}{V_{BA}} = \frac{4639.52}{18000} = 0.26 \text{ Kg/m}^3/\text{j} \quad (V.57)$$

• Age des boues

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{54000}{4639.52} = 11.55 \text{ Jours} \quad (V.58)$$

Tableau V.12 : Bilan des boues

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Quantité des boues en excès (ΔX)	Kg/j	4639.52	1625,4
Taux de recyclage (R)	%	42.86	42.86
Débit de boues en excès ($Q_{\text{bexcès}}$)	m^3/j	463.95	162,54
Débit spécifique par m^3 de bassin (q_{sp})	$\text{Kg/m}^3/\text{j}$	0.26	0,27
Âge des boues (A_b)	Jours	11.64	
Indice de Molhman (I_m)	mL/g	120	120
Concentration en MES (X_m)	Kg/m^3	10	10

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

V.2.8 Zone de Contact

La zone de contact, placée en amont de chaque bassin biologique, reçoit une partie des eaux prétraitées et des boues recirculées afin de mélanger intimement cette pollution avec les microorganismes ; ce contact préalable augmente la disponibilité du substrat, favorise la croissance des germes floculant au détriment des filamenteux, et améliore ainsi l'indice de boues pour assurer l'équilibre nutritionnel dans le bassin d'aération [19].

Le volume de la zone de contact est obtenu par :

$$V_{z \text{ contact}} = \frac{(Q_{ptp} + Q_{reci})}{t_s} \quad (V.59)$$

Avec :

- Q_{ptp} : débit de point en temps de pluie ;
- Q_{reci} : débit moyen de boues recirculé ;
- t_s : temps de séjour variant de 10 à 20 minutes (On prend : $t_s = 10$ min) [20].

La surface de la zone de contact est obtenue par :

$$S = \frac{V_{z \text{ contact}}}{H} \quad (V.60)$$

Les résultats de calcul obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : resultats de calcule bassin de contact

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	m ³ /h	4227,25	1391
Temps de séjour (t_s)	Min	10	10
Débit de recirculation des boues (Q_{reci})	m ³ /h	1811,8	591,17
Hauteur (H)	M	5	5
Volume totale ($V_{z \text{ contact}}$)	m ³	1006,5	330,36
Surface totale (S_h)	m ²	201,38	82,6
Nombre d'ouvrages adoptés	U	2	1
Volume unitaire	m ³	503,25	330,36
Surface unitaire	m ²	100,65	66
Largeur	m	7	6
Longueur	m	14	12

V.2.9 Zone de Dégazage

Le dégazeur, situé en amont du décanteur, a pour fonction cruciale d'éliminer les bulles de gaz (notamment l'azote gazeux) formées lors des phases aérobies ou anoxies, afin de prévenir toute remontée indésirable de boues et ainsi garantir le bon fonctionnement du clarificateur [13].

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 [13]. Elle prend en compte la totalité des débits qui y transitent, y compris les eaux usées et le débit de recirculation des boues.

Chapitre V : 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 [19] :

- Surface du dégazeur

Volume du dégazeur

$$S_{\text{dégazeur}} = \frac{Q_R + Q_{\text{ptp}}}{C_H} \quad (\text{V.61})$$

où :

$$V_{\text{dégazeur}} = S_{\text{dégazeur}} \times t_s \quad (\text{V.62})$$

- t_s : Temps de séjour dans la zone de dégazage (estimé à 2.5 min)

Les résultats de calcul obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Résultats de calcul de la zone de dégazage

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	m ³ /h	4227,25	1391
Débit de recirculation des boues (Q_R)	m ³ /h	1811,8	596
Charge hydraulique (C_H)	m ³ /m ² /h	40	40
Surface unitaire du ($S_{\text{dégazeur}}$)	m ²	75,5	50
Temps de séjour (t_s)	Min	2,5	2,5
Volume du dégazeur ($V_{\text{dégazeur}}$)	m ³	187,5	125
Hauteur (H)	M	5	5
Diamètre (D)	M	10	8
Nombre d'ouvrages adoptés	U	2	1
Surface totale	m ²	151	25
Volume totale	m ³	375	250

V.3 Clarificateur

Le clarificateur, situé en aval du bassin biologique, assure trois fonctions principales : la séparation des boues et de l'eau épurée, l'épaississement des boues pour leur recirculation vers le bassin d'aération ou la zone de contact, et le stockage temporaire des boues.

Nous avons choisi un clarificateur de type circulaire qui est alimenté par les eaux issues des zones de dégazage.

Données de base [13] :

- La hauteur d'eau est de 3,5 m ;
- Le temps de séjour : $t_s = 1,5$ h.
- *Volume unitaire du clarificateur*

$$V = Q_{\text{ptp}} \cdot t_s \quad (\text{V.63})$$

$$= 4227.25 \times 1.5 = 6340 \text{ m}^3$$

- *Surface unitaire du clarificateur*

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

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

$$= \frac{3170,44}{3,5} = 904,83 \text{ m}^2$$

Diamètre du clarificateur

$$D = \sqrt{(4 * S) / \pi} \quad (V.65)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Résultats de calcul du clarificateur

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Hauteur du clarificateur (H)	M	3.5	3.5
Temps de séjour (t _s)	H	1,5	1,5
Volume unitaire de clarificateur (V)	m ³	3170,44	2086,5
Diamètre du clarificateur (D)	M	34	27
Surface unitaire du clarificateur (S)	m ²	905,83	596,13
Nombre d'ouvrages adoptés	U	2	1
Surface totale	m ²	1811,67	596,13
Volume totale	m ³	6340,87	2086,5

V.4 Traitement des boues

Une fois la décantation réalisée dans le clarificateur, les boues extraites vont être traitées et valorisées. Le traitement des boues consiste en plusieurs étapes qui peuvent être placées différemment en fonction des propriétés des boues existantes et de leur utilisation future.

La filière boues est caractérisée par les opérations suivantes :

V.4.1 Épaississement

La première étape du traitement des boues est une opération délicate qui vise à faciliter la séparation des phases solide et liquide. Cette étape cruciale se déroule dans un silo spécialement conçu, placé en hauteur. Les boues sont amenées à s'écouler par gravité à travers ce silo, qui est positionné au-dessus d'une table d'égouttage ou d'une toile semi-perméable. Cette configuration permet aux particules solides de se déposer, tandis que l'eau s'écoule plus librement.

L'épaississeur reçoit des boues d'une concentration de 10 kg/m³ et d'une quantité totale journalière :

- **Horizon 2040** : $\Delta X = 4639,52 \text{ kg/j}$
- **Horizon 2055** : $\Delta X = 1625,4 \text{ kg/j}$

Le débit journalier des boues entrant dans l'épaississeur correspond aux débits de boues en excès, tel que

$$Q_{\text{bexcès}} = \frac{\Delta X}{[X_a]} \quad (V.66)$$

- **Horizon 2040** : $Q_{\text{bexcès}} = 464 \text{ m}^3/\text{j}$
- **Horizon 2055** : $Q_{\text{bexcès}} = 162,6 \text{ m}^3/\text{j}$

•

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

• *Volume de l'épaississeur*

Le temps de séjour t_s est compris entre 2 à 10 jours, on prend $t_s = 2$ jours

$$V_{\text{épaississeur}} = Q_{\text{bexcès}} \times t_s \quad (\text{V.67})$$

• *Surface de l'épaississeur*

Pour une profondeur de $H = 3, 5$ m, on calcule la surface et le diamètre qui sont respectivement :

$$S = \frac{V}{H} \quad \text{et} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times S_h}{\pi}} \quad (\text{V.68})$$

Hauteur du cône [30]

$$H_c = D \times 0.15 \quad (\text{V.69})$$

• *Volume du cône*

$$V_c = S_e \times H_c \frac{1}{3} \quad (\text{V.70})$$

• *Caractéristiques des boues épaissies*

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 20 à 30 g/L [20]. On adopte une concentration de 30 g/l.

• *Débit des boues épaissies*

$$Q_{\text{épaissi}} = \frac{\Delta X}{[X_s]} \quad (\text{V.71})$$

Tableau V.16 : Résultats de calcul de l'épaississeur

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Quantité des boues à extraire (ΔX)	KgMES/j	4639,52	1625,4
Débit journalier des boues en excès ($Q_{\text{bexcès}}$)	m ³ /j	464	162,6
Volume de l'épaississeur ($V_{\text{épaississeur}}$)	m ³	232	81,3
Surface de l'épaississeur (S_e)	m ²	66,28	23,22
Volume utile de l'épaississeur ($V_{\text{épaississeur}}$)	m ³	116	81,3
Surface utile de l'épaississeur (S_e)	m ²	33,14	23,22
Diamètre (D)	M	6,5	5,5
Hauteur du cône (H_c)	M	1	0,8
Volume du cône (V_c)	m ³	11	6,2
Débit des boues épaissies ($Q_{\text{épaissi}}$)	m ³ /j	154	54,2
		2	1

V.4.2 Stabilisation aérobie

Aussi appelée digestion, la matière organique est éliminée à cette étape soit par digestion aérobie, ou digestion anaérobie, ou par stabilisation chimique (ajout de chaux pour arrêter la fermentation des boues).

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage :

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

Le volume de Stabilisation aérobie :

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

T_s : Temps de séjour, ($T_s = 25j$)

Surface de Stabilisation aérobie :

Donné par

:

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

Avec

La hauteur H varie entre 3 et 4 m

On prend : $H = 3m$.

Calcul de rayon :

Donné par

:

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

On resume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau V.17: Les résultats de Calcul de Stabilisation aérobie

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2040	2055
Stabilisation aérobie		
Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage (m³/ j)	154	54,2
Le volume de Stabilisation aérobie (m³)	3850	1355
Surface de Stabilisation aérobie (m²)	1283	452
Rayon (m)	20,5	12

Remarque :

La différence entre les dimensions de 2040 et de 2055 n'est pas importante, Nous construisons l'installation avec les dimensions de 2055

Dans un traitement à faible charge, l'utilisation d'un digesteur n'est pas recommandée. En

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

l'absence de traitement primaire, les boues primaires, riches en matières organiques et qui ont un pouvoir fermentescible nécessaire pour une digestion efficace, ne sont pas produites en quantité suffisante.

V.4.3 Déshydratation Mécanique

Une fois épaissies, les boues sont évacuées par pompage vers une étape de déshydratation mécanique. Cette déshydratation permet de continuer l'épaississement jusqu'à obtenir une consistance pâteuse. Pour notre processus, nous avons opté pour un filtre à bande. Ce choix implique l'ajout de polymère.

En général, les capacités de filtration et la longueur de bande varient respectivement de 80 à 100 kg de MS/m/h et de 2 à 3 m. La concentration des boues épaissies est de 20 à 30 g/L [19,13].

On admet une capacité de filtration de la machine de déshydratation de 100 kg MS/h pour une largeur de bande de 2 m. La concentration des boues épaissies est de 30 g/L. Pour une machine automatisée, le temps de fonctionnement est compris entre 8 à 12 heures par jour [19].

- **Débit de déshydratation :**

$$Q_{\text{désy}} = Q_{\text{épaissi}} \quad (\text{V.72})$$

- *Débit par temps de fonctionnement :*

$$Q_{\text{désy/h}} = \frac{Q_{\text{désy}}}{t_f} \quad (\text{V.73})$$

où t_f est le temps de fonctionnement journalier.

Tableau V.18 : Résultats de calcul de la déshydratation mécanique

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Quantité des boues à extraire (ΔX)	kg MES/j	4639,52	1625,4
Débit des boues épaissies ($Q_{\text{épaissi}}$)	m ³ /j	154	54,2
Capacité de filtration	kg MS/m/h	100	100
Bande transporteuse	/	1	1
Largeur de bande	M	2	2
Temps de fonctionnement (t_f)	h/j	12	12
Débit de déshydratation par temps de fonctionnement ($Q_{\text{désy/h}}$)	m ³ /h	12,83	4,5

V.4.4 Lit de séchages

Pour calculer le volume du lit de séchage, nous nous sommes basés sur les critères de conception suivantes :

- e : épaisseur maximale des boues comprise entre 20 à 30 cm,
- L : longueur du bassin est comprise entre 20 à 30 m,
- l : largeur du bassin est comprise entre 6 à 8 m.

Nous avons choisi les dimensions suivantes : $L = 30, \text{ m}$; $l = 8, \text{ m}$; $e = 0,3, \text{ m}$.

- *Volume d'un lit :*

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

$$V_{\text{lit}} = L \times l \times e = 30 \times 8 \times 0,3 = 72, \text{m}^3 \quad (\text{V.74})$$

- **Volume des boues étalées par lit et par an** : Il est généralement admis que chaque lit est utilisé 12 fois par an, donc

$$V_{\text{an}} = 12 \times V_{\text{lit}} = 12 \times 72 = 864, \text{m}^3 \quad (\text{V.75})$$

- *Volume des boues à extraire :*

$$V_{\text{Bextraites}} = Q_{\text{Épaissi}} \quad (\text{V.76})$$

- *Volume des boues à sécher par an :*

$$V_{\text{BS}} = V_{\text{Bextraites}} \times 365 \quad (\text{V.77})$$

- **Nombre de lits nécessaire :**

$$N = \frac{V_{\text{BS}}}{V_{\text{an}}} \quad (\text{V.78})$$

- **Surface d'un lit de séchage :**

$$S_0 = L \times l = 30 \times 8 = 240, \text{m}^2 \quad (\text{V.79})$$

- **Surface totale nécessaire :**

$$S = S_0 \times N \quad (\text{V.80})$$

Tableau V.19 : Résultats de calcul des lits de séchage

Paramètres	Unité	Horizon 2040	Horizon 2055
Volume d'un lit (V_{lit})	m^3	72	72
Volume des boues étalées par lit et par an (V_{an})	m^3	864	864
Volume des boues à extraire ($V_{\text{Bextraites}}$)	m^3/j	154	54,2
Volume des boues à sécher par an (V_{BS})	m^3	56210	19710
Nombre de lits nécessaire (N)	-	65	23
Surface d'un lit de séchage (S_0)	m^2	240	240
Surface totale nécessaire (S)	m^2	156000	5520

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

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

Les pourcentages d'élimination :

- DBO5 90,5 %
- « DCO 80 %
- MES 90 % » [16]

On résume les calculs dans les tableaux suivant :

➤ Pour Les charges :

Tableau V.20 : Les charges à la sortie de Traitement secondaire

La charge de DBO5 à l'entrée dans le bassin Kg/j	6398,52
La charge de DBO5 éliminé dans le bassin Kg/j	5790,66
La charge de DBO5 à la sortie du bassin Kg/j	607,86
La charge de MES à l'entrée dans le bassin Kg/j	6552,5
La charge de MES éliminé dans le bassin Kg/j	5897,25
La charge de MES à la sortie du bassin Kg/j	655,25
La charge de DCO à l'entrée dans le bassin Kg/j	7678,3
La charge de DCO éliminé dans le bassin Kg/j	6910,47
La charge de DCO à la sortie du bassin Kg/j	767,83

➤ Pour Les concentrations :

Tableau V.21 : Les concentrations à la sortie de Traitement secondaire

	MES	DBO5	DCO
Les normes de réutilisation (mg/l)	30	30	120
Les concentrations à la sortie (mg/l)	33,02	29,83	75,37

Remarque :

La concentration des polluants après traitement secondaire est compatible avec Les normes de réutilisation.

V.5 Traitement tertiaire

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.

V.5.1 Bassin coagulation et floculation

L'ajout d'un bassin de coagulation-floculation avant un filtre à disques est indispensable pour transformer les polluants non filtrables en particules retenables. En effet, le filtre à disques, efficace pour les matières en suspension grossières, est impuissant face aux fines particules colloïdales et aux polluants dissous comme le phosphore. La coagulation neutralise les charges électriques de ces colloïdes, puis la floculation les agglomère en larges flocs. Ainsi, le filtre peut physiquement les intercepter, ce qui permet non seulement d'atteindre un très haut niveau de clarification (turbidité résiduelle faible) et d'élimination du phosphore, mais aussi de protéger le filtre en prévenant un colmatage prématuré par les fines, d'allonger les cycles de filtration et de réduire la fréquence et le coût des lavages. Cette combinaison assure donc une efficacité et une fiabilité bien supérieures à la filtration seule pour un traitement tertiaire performant.

➤ **Volume :**

$$V = Q_u \times Ts$$

➤ **La Surface horizontale :**

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

On prend $H = 5\text{m}$ $L = 2\text{l}$

➤ **La Surface horizontale :**

On prend $H = 5\text{m}$

Ts pour coagulation est 2 minute et pour floculation est 5 min

Tableau V. 22 : Les résultats de dimensionnement les de coagulation floculation

Horizon	Parameter	Coagulation	Floculation
2040	V (m ³)	140,4	351
	S _H (m ²)	28,08	70,2
	l (m)	5	8,5
	L (m)	6	8,5
	H (m)	5	5

V.5.2 La filtration

Variant 1 : Filtre à sable.

Ce type de traitement apporte une élimination quasi totale de MES, ce qui assure un bon fonctionnement pour l'étape de désinfection.

Un filtre à sable gravitaire est retenu, avec les critères de conception suivants :

- « Epaisseur de la couche filtrante comprise entre 0,7 à 1,5 m

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

- 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
- La vitesse de filtration courante est de 2 à 10 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 » [16]

On choisit :

Epaisseur de filtre = 1.0 m

Hauteur d'eau = 1 m

Vitesse de filtration = 8 m/h

Hauteur de filtre = 3 m

La surface horizontale :

Donné par :

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

Avec :

Vitesse de filtration = 8 m/h

Le volume du bassin :

Donné par :

$$V = S_h \times H$$

Avec :

Hauteur de filtre = 3

Le temps de séjour Pour Q_{moy} :

Donné par :

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

Les pertes de charge :

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

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

Avec :

ΔP : Perte de charge (m)

H : Hauteur du lit (m)

V : Vitesse de filtration (m/s)

d_p : Diamètre moyen des particules (m)

ρ : Masse volumique du fluide (kg/m³)

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

μ : Viscosité dynamique d'eau à 20°C (Pa.s)

ε : Porosité initiale du lit

On prend:

$H = 3 \text{ m}$

$v = 0.0022 \text{ m/s}$

$d_p = 0.001 \text{ m}$

$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

$\mu = 0.001 \text{ Pa.s}$

$\varepsilon = 0.4$

$1 \text{ m} = 9.81 \times 10^3 \text{ Pa}$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau V.23 : Les résultats de dimensionnement de Filtre à sable rapide

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2040	2055
Filtre à sable rapide		
Q moy (m³/ h)	848,87	293
Q b excès (m³/ h)	19,33	6,75
Vitesse de filtration (m / h)	8.00	8.00
Surface horizontale (m²)	103,69	35,8
Hauteur de filter (m)	3.00	3.00
Les pertes de charge (m)	0.59	0.59
Volume de filter (m³)	331,1	107,4
Temps de séjour Pour Qmoy h (min)	2,5	2,7
Calcul de rayon (m)	5,75	3,5

Variant 2 : La microfiltration (filtre à disque)

Les filtres à disque, utilisés en traitement tertiaire, éliminent les matières en suspension (MES) fines et les particules colloïdales grâce à un principe de filtration mécanique où l'eau est filtrée à travers des disques rotatifs partiellement immergés et recouverts d'un média filtrant. Ils offrent une grande efficacité, une empreinte au sol réduite et un entretien simplifié par rapport aux filtres à sable, ce qui en fait une solution attractive pour les stations d'épuration cherchant à optimiser la qualité de leurs effluents.

Surface de filtration

La surface totale de filtration (A) est calculée par la formule [20] :

$$S_H = \frac{Q_f}{C_H \cdot H} = \frac{4227}{10} = 422,7 \text{ m}^2 \quad (\text{V.81})$$

Le nombre des disques

$$N = \frac{S_H}{S_{fd}}$$

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

S_H : Surface totale de filtration

S_{fd} : surface de filtration par un disque $S_{fd}=7$

$$N = \frac{422,7}{7} = 61 \text{ FILTRE}$$

Remarque

Lors de l'étude des alternatives possibles pour l'étape de filtration dans la station d'épuration des eaux usées de la ville de Berrouaghia, une comparaison a été effectuée entre le filtre à sable et le filtre à disque. Cette comparaison a montré que le filtre à disque présente plusieurs avantages qui le rendent plus adapté au traitement tertiaire. En effet, il est capable de retenir des particules fines jusqu'à 20–40 μm , alors que le filtre à sable se limite généralement à 80–100 μm . De plus, le filtre à disque se distingue par une conception compacte réduisant l'emprise au sol, ainsi que par un système de lavage automatique nécessitant moins d'eau et réduisant les temps d'arrêt. Par ailleurs, les coûts d'exploitation et de maintenance à long terme restent inférieurs par rapport au filtre à sable, ce qui en fait une solution à la fois économique et efficace. Pour ces raisons techniques et pratiques, le filtre à disque a été retenu comme choix le plus approprié pour la station d'épuration étudiée.

V.5.3 Dimensionnement de bassin UV

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.

La surface horizontale de Bassin UV :

Donné par

$$S_h = V/H$$

Avec :

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

La longueur

$$L = l \times 2$$

$$S_{hu} = l \times L$$

$$L = \sqrt{2 \times S_h}$$

La largeur :

Donné par :

$$l = L/2$$

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/cm^2 . Une valeur moyenne de 35 mJ/cm^2 est retenue, avec une transmittance de 85 % sur une épaisseur de 1 cm.

Donné par :

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

Avec une transmittance de 85 %.

Calcule nombre de lampes :

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

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

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Les résultats sont présentés dans le tableau récapitulatif suivant

Tableau V.24 : Les résultats de Calcul de désinfection par ultra-violet

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2040	2055
Désinfection par ultra-violet		
Q ptp (m3/ h)	4227,26	1391,66
Temps de contact (min)	1	1
Volume (m3)	70,45	23
Hauteur (m)	3	3
Surface horizontale (m2)	23,48	7,66
Longueur (m)	7	4
Largeur (m)	3,5	2
Puissance (w)	48350	15917
Calcule nombre de lampes	194	64

Les concentrations à la sortie de Traitement tertiaire sont présentés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.21 : Les concentrations à la sortie de Traitement tertiaire

	MES	DBO5	DCO	NO3	P
Les normes de réutilisation (mg/l)	30	30	120	10	2
Les concentrations à la Entree (mg/l)	33,02	29,83	75,37	12	6,2
Les concentrations à la sortie (mg/l)	13,2	29,83	75,37	12	0,6

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé le dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration. Dans les prochains chapitres, nous effectuerons les calculs hydrauliques nécessaires pour élaborer le profil hydraulique de la station d'épuration, en déterminant les dimensions des différentes conduites. Nous avons ainsi respecté les normes de qualité pour les eaux usées que nous proposerons par la suite la réutilisation des eaux usées épurées.

CHAPITRE VI

CALCUL HYDRAULIQUE

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des dimensions des différentes conduites et ouvrages afin d'assurer une circulation optimale de l'eau au sein de la station. Ce calcul inclut les ouvrages d'arrivée ainsi que les collecteurs, qui jouent un rôle crucial en reliant les divers composants de la station. De plus, nous établirons un profil hydraulique complet de la station pour déterminer les niveaux d'eau dans chaque ouvrage et tracer la ligne piézométrique le long de la station d'épuration.

VI.1 Ouvrages d'Arrivée

Les ouvrages d'arrivée de la station sont :

- Déversoir d'orage ;
- Fosse à batards ;
- Dégrillage grossier (calculé précédemment, voir §5.1) ;
- Poste de relevage des eaux usées.

VI.1.1 Déversoir d'Orage

Un déversoir d'orage est une structure de sécurité des réseaux d'assainissement. Il protège le réseau en évacuant l'excédent d'eaux pluviales vers le milieu naturel lors des fortes pluies, pour prévenir les surcharges et les inondations.

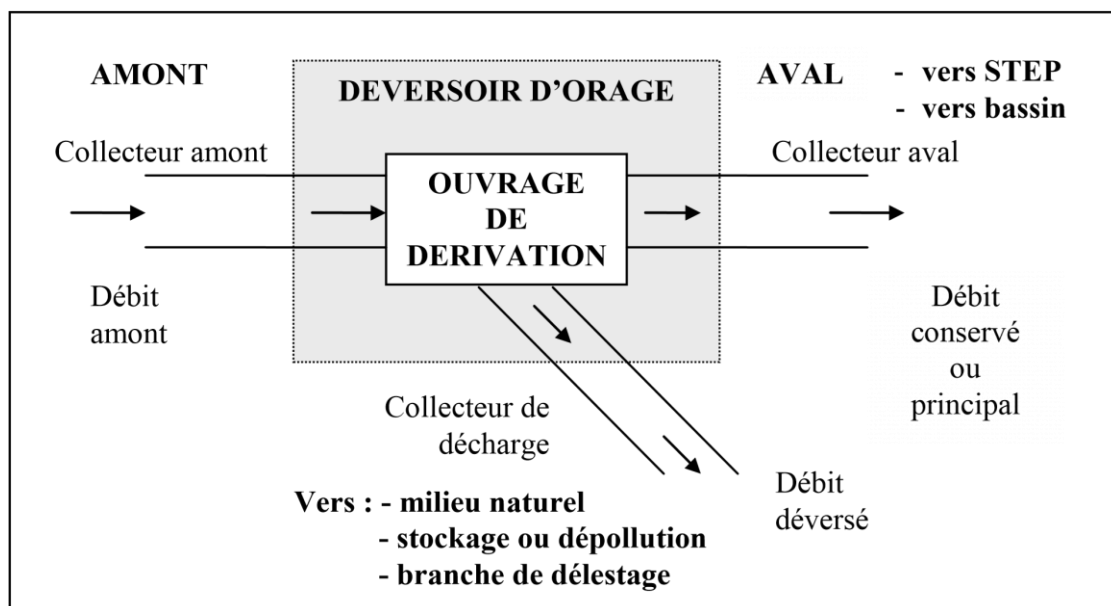


Figure VI.1 : Schéma de principe du déversoir d'orage [35]

Un déversoir d'orage est un ouvrage de régulation qui, en cas de forte pluie, sépare hydrauliquement le flux : une partie du mélange est traitée en station d'épuration tandis que l'excédent est déversé, dilué mais non traité, dans le milieu naturel pour éviter la saturation du réseau. Il existe plusieurs types de déversoirs d'orage, chacun adapté à des situations spécifiques :

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

- Déversoir frontal ;
- Déversoir latéral ;
- Déversoir à ouverture de fond ;
- Déversoir à trous dans le mur.

Le déversoir d'orage fonctionne comme un seuil qui, une fois un débit de référence dépassé, dévie l'excédent. Ce flux dérivé est soit évacué directement vers le milieu naturel, soit temporairement stocké. Sa conception dépend de multiples critères hydrauliques et topographiques pour optimiser son efficacité.

VI.1.2 Dimensionnement du Déversoir d'Orage

Le déversoir d'orage sera dimensionné pour un débit pluvial plus un débit de pointe en temps sec. Ainsi, en période de pluie, le débit transporté par le collecteur principal vers l'entrée du déversoir d'orage est estimé à environ :

$$Q_{\text{entrant}} = Q_{\text{pluvial}} + Q_{\text{pts}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- Q_{entrant} : Débit entrant au déversoir d'orage (m^3/s).
- Q_{pluvial} : Débit pluvial (m^3/s) $Q_{\text{pl}} = 2,8$ (Source : ONA, 2024).
- Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/s).

Donc :

$$Q_{\text{entrant}} = Q_{\text{pl}} + Q_{\text{pts}} = 2,8 + 0,52 = 3,32 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{VI.2})$$

Le débit allant vers l'exutoire sera :

$$Q_{\text{dév}} = Q_{\text{entrant}} - Q_{\text{ptp}} = 3,32 - 1,56 = 1,76 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{VI.3})$$

- *À l'amont du déversoir*

$$Q_{\text{entrant}} = 3,32 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0,58 \%$$

(Annexe I) $\Rightarrow$

$$D_{\text{amont}} = 1500 \text{ mm} \quad (\text{VI.4})$$

$$Q_{\text{ps}} = 2,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le rapport du débit dans ce cas est :

$$r = \frac{3,32}{3,7} = 0,89 \Rightarrow (\text{Annexe II}) \Rightarrow r_h = \frac{h_1}{D} = 0,71 \quad (\text{VI.6})$$

Donc :

$$h_1 = 1,5 \times 0,71 = 1,065 \text{ m} \approx 1065 \text{ mm}$$

- *À l'aval du déversoir (vers l'ouvrage de réception)*

$$Q_{\text{ptp}} = 1,56 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1 \%$$

$$(\text{Annexe I}) \Rightarrow D_{\text{aval}} = 1000 \text{ mm} \quad (\text{VI.7})$$

$$\text{d'où } Q_{\text{ps}} = 1,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le rapport du débit dans ce cas est :

$$r_q = \frac{Q_{\text{ptp}}}{Q_{\text{ps}}} = \frac{1,56}{1,7} = 0,91 \Rightarrow (\text{Annexe II}) \Rightarrow r_h = \frac{h_2}{D} = 0,73 \quad (\text{VI.8})$$

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

$$h_2 = 0.73 \times 1 = 0.7 \text{ m} = 700 \text{ mm}$$

- La hauteur du seuil du déversoir

$$H_d = \frac{h_1 - h_2}{2}$$

$$H = \frac{1065 - 730}{2} = 167.5 \text{ mm}_d$$

L'équation de débit d'un déversoir est donné par

(VI.9)

$$Q_{\text{dev}} = m \cdot b \cdot H_d \sqrt{2g \cdot H_d} \quad (\text{VI.10})$$

La largeur du seuil déversant est donnée par :

où :

$$b_d = \frac{Q_{\text{dev}}}{m \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \quad (\text{VI.11})$$

- m : coefficient de débit qui dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée. Pour les crêtes minces, $m = 0.6$.
- g : l'accélération de la pesanteur en m/s^2 .
- H_d : hauteur déversant (m).

$$b = 9.6$$

VI.1.3 Fosse à bâtards

La fosse à bâtards agit comme un premier filtre, retenant les matières solides grossières et les corps flottants présents dans les eaux usées. Équipée de grilles ou de tamis, elle agit comme un filtre initial, protégeant ainsi les équipements en aval contre les dommages potentiels causés par ces débris.

Données de base

- Charge hydraulique $C_H = 150 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$.
- Temps de séjour (t_s) = 30 s.
- Volume de la Fosse

$$V_{\text{fosse}} = Q_{\text{ptp}} \times t_s \quad (\text{VI.12})$$

$$= 1,58 \times 30 = 46,8 \text{ m}^3$$

- Surface de la Fosse

$$S_{\text{fosse}} = \frac{Q_{\text{ptp}}}{C}$$

(VI.13)

$$= \frac{5618}{150} = 37,45 \text{ m}^2$$

- Hauteur de la Fosse

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

$$H_{fosse} = \frac{V}{S} = 1,25 \text{ m}$$

(VI.14)

VI.1.4 Poste de relevage

Une station de relevage (ou poste de relèvement) est une infrastructure cruciale conçue pour pomper les eaux usées d'une altitude inférieure à une altitude supérieure. Elle est indispensable lorsque la configuration topographique ne permet pas un écoulement par gravité naturel vers la station d'épuration.

VI.1.4.1 Dimensionnement de la Station de Relevage

- La station SR est destinée à élever les eaux du niveau de 815 m à 873,5 m sur une distance de 433m.
- La station est constituée d'une bache de stockage des effluents.
- Le poste de relevage est partagé en un conduit.

Tableau VI.1 : Données de la station de relevage

Paramètre	Unité	Valeur
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	l/s	158
Longueur du collecteur	M	433
Côte du radier de la bache	M	815
Côte de l'extrémité aval de refoulement (pretraitement)	M	873,5

VI.1.4.2 Calcul du Diamètre de la Conduite de Refoulement

La conception de la conduite de refoulement dépend principalement de la vitesse d'écoulement :

- $V < 2 \text{ m/s}$: les pertes de charge deviennent très importantes.
- $V < 0,6 \text{ m/s}$: il y a un risque de sédimentation et d'encrassement de la canalisation, ce qui crée des réductions de la section et augmente les pertes de charge [26].

Le diamètre économique est donné par la formule :

$$D_{ec} = \sqrt{\frac{Q \cdot 4}{\pi \cdot V}}$$

$$D_{ec} = \sqrt{\frac{1,56 \cdot 4}{2,5 \cdot 3,14}} \quad (\text{VI.15})$$

Donc le diamètre normalisé est : $D_{ec} = 900 \text{ mm}$.

La vitesse d'écoulement est donnée par :

$$V = \frac{4 \times Q_{ptp}}{\pi \times D_{ec}^2} \quad (\text{VI.16})$$

La vitesse d'écoulement est admissible : $0,6 < V < 2 \text{ m/s}$

VI.1.4.3 Caractéristiques des Pompes

Pour déterminer les caractéristiques des pompes, nous devons calculer la hauteur manométrique totale (HMT) et le débit de chaque pompe.

La HMT est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge :

$$HMT = H_g + \sum H_{lin} + \sum H_{sin} + P_{exh} \quad (\text{VI.17})$$

où :

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

-
- H : Hauteur manométrique totale de la pompe, en mètres (m).
- H_g : Différence de cotes entre la partie souterraine et la surface, en mètres (m).
- $\sum H_{lin} + \sum H_{sin}$: Pertes de charge linéaire et singulière, avec : $H_{sin} = 0,15 \cdot H_{lin}$
- P_e
- x_h : Pression à l'exhaure, comprise entre 1 et 1,5 m
- **Hauteur géométrique**
Hauteur géométrique qui correspond à la dénivellation entre l'extrémité aval de la conduite de refoulement et le niveau bas d'aspiration dans la bêche soit

$$H_g = 873,5 - 815 = 58,5 \text{ m}$$

Nous avons choisi le PEHD (polyéthylène haute densité) comme matériau pour notre conduite, car il présente de bonnes caractéristiques en termes de dureté, d'étanchéité, de résistance à la corrosion et de faible rugosité.

Tableau VI.2 : Les valeurs de K, m et β

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

- **Calcul de la perte de charge linéaire**

La perte de charge linéaire ΔH_{lin} est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta H_{lin} = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m} \quad (\text{VI.18})$$

où :

- K : Coefficient de perte de charge ($K = 0,001052$)
- Q : Débit pompé, qui est de $0,306 \text{ m}^3/\text{s}$
- L : Longueur de la conduite, qui est de 20 m
- D : Diamètre de la conduite, $900 \text{ mm} = 0,9 \text{ m}$
- β : Coefficient dépendant du régime d'écoulement, $\beta = 1,77$ pour le régime turbulent rugueux
- m : Coefficient dépendant du type de matériau de la conduite ($m = 4,774$)

$$\Delta H_{lin} = \frac{0,001052 \times 0,78^{1,77} \times 433}{0,9^{4,774}} = 0,6 \text{ m} \quad (\text{VI.19})$$

- **Calcul de la perte de charge singulière**

$$H_{sin} = 0,15 \cdot H_{lin} = 0,15 \times 0,6 = 0,09 \text{ m}$$

- **Calcul de la HMT**

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_{lin} + H_{sin} + P_{exh} \quad (\text{VI.20})$$

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

On prend $P_{exh} = 1 \text{ m}$

$$HMT = 58,5 + 0,6 + 0,09 + 1 = 60,1 \text{ m (VI.21)}$$

- **Puissance absorbée**

La puissance de la pompe se calcule à partir de la relation suivante [26] :

$$P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot HMT}{\eta_G} \quad (\text{VI.22})$$

Avec :

- ρ : Masse volumique de l'eau, 1000 kg/m^3
- g : Accélération de la pesanteur, $9,81 \text{ m/s}^2$
- HMT : Hauteur manométrique totale (m)
- Q : Débit de pointe (m^3/s)
- η_G : Rendement global ($\eta_G = \eta_h \cdot \eta_e$)
 - * En eaux usées, les rendements hydraulique (η_h) varient entre 0,6 et 0,75
 - * Le rendement électrique (η_e) est 0,85

En prenant $\eta_h = 0,75$, la puissance absorbée est calculée comme suit :

$$P_a = \frac{1000 \times 9,81 \times 0,39 \times 30}{0,75 \times 0,85} = 180106 \text{ W} = 180 \text{ kW} \quad (\text{VI.23})$$

VI.1.4.4. Caractéristiques des pompes choisies

Les critères pour le choix des pompes sont la Hauteur manométrique et le débit de pompage. Dans ce cas, on a :

- $HMT = 60,1 \text{ m}$
- $Q_{ptp} = 1580 \text{ l/s}$

Pour un bon fonctionnement, On choisit 4 pompes fonctionnant alternativement avec une pompe de secours.

VI.1.5 Dimensionnement de la Bâche

Le volume utile dans la bâche est compris entre le niveau haut (niveau de démarrage de la pompe) et le niveau bas (niveau d'arrêt de la pompe) [26].

La formule du volume utile est donnée par :

Avec :

$$V_u = \frac{Q \cdot (1/n)}{4 \cdot (N-1)} \quad (\text{VI.24})$$

- V_u : Volume utile ou volume de marnage de la bâche d'aspiration (m^3)
- Q : Débit de pointe de quatre pompes (m^3/h)
- N : Nombre de pompes identiques ($N = 4$)
- n : Nombre maximal de démarrages par heure, fonction de la puissance des groupes électro-pompes (P) :
 - $P < 4 \text{ kW}$: 10 démarrages par heure
 - $P > 4 \text{ kW}$: 6 démarrages par heure

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

- Volume utile (V_u)

$$V_u = \frac{1404 \cdot (1/6)}{4 \cdot 3} = 19,5 \text{ m}^3$$

- Hauteur

$$H_u = 1,6 \quad (\text{VI.25})$$

Surface utile (S_u)

$$= \frac{19,35}{1,6} = 12,09 \quad (\text{VI.26})$$

VI.1.6 Bassin de Stockage

Le bassin de stockage, positionné après le traitement tertiaire, est un ouvrage destiné à stocker les eaux usées complètement traitées avant leur rejet final ou leur réutilisation. Ce Réservoir est assuré par un volume total de 175 m³.

L=6

l =5

H=5

VI.2 Profil Hydraulique

Le profil hydraulique est utilisé pour déterminer les niveaux d'eau à chaque étape du traitement, ce qui permet de visualiser la ligne de charge. Le tableau VI.3 présente quant à lui l'altitude moyenne du terrain pour chaque ouvrage.

Tableau VI.3 : Côtes de terrain naturel des différents ouvrages de la station d'épuration

Ouvrages	Côtes de terrain naturel (m)
Prétraitement	872,9
Répartiteur de vitesse	872,9
Bassin d'aération	862,25
Dégazeur	862,25
Repartiteur	851,25
Clarificateur	851,25
Canal Venturi	846,4
Couagulation	846,4
Filtres à disque	846,4
Canal UV	846,4
Réservoir tampon	846,4
Bassin de stockage	846,4

VI.2.1 Calcul des Longueurs des Conduites reliant les Ouvrages

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

$$L_{eq} = 1,15 \times L_{réelle} \quad (\text{VI.28})$$

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.

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

Tableau VI.4 : Longueur des conduites entre les ouvrages de la station d'épuration

Conduites	Longueur (m)
Répartiteur - Bassin d'aération	49,7
Bassin d'aération – Répartiteur 2	34,27
Répartiteur 2 – Clarificateur	39,1
Clarificateur - Canal Venturi	95,45

VI.2.2 Calcul des Diamètres des Conduites et les Côtes Piézométriques des Différents Ouvrages

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

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho \cdot g} + \frac{v_2^2}{2g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \quad (\text{VI.29})$$

où :

- $\frac{P_1}{\rho \cdot g}$ et $\frac{P_2}{\rho \cdot g}$: Énergies de pression dans les sections (1) et (2)
- $\frac{v_1^2}{2g}$ et $\frac{v_2^2}{2g}$: Énergies cinétiques en (1) et (2)
- Z_1 et Z_2 : Côte des points (1) et (2)
- ΔH_{1-2} : Pertes de charges dans le tronçon (1-2)

La variation

de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées donc :

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho \cdot g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \quad (\text{VI.30})$$

On pose :

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} = H_1 \quad \text{et} \quad \frac{P_2}{\rho \cdot g} = H_2 \quad (\text{VI.31})$$

Donc :

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + \Delta H_{1-2} \quad (\text{VI.32})$$

$$C_{p1} = H_1 + Z_1 : \text{Côte piézométrique au point (1)} \quad (\text{VI.33})$$

$$C_{p2} = H_2 + Z_2 : \text{Côte piézométrique au point (2)} \quad (\text{VI.34})$$

$$C'_{p1} = C_{p2} + \Delta H_{1-2} \quad (\text{VI.35})$$

Tableau VI.5 : Côtes des différents ouvrages de la station d'épuration

Ouvrages	Côtes du terrain (C_T)(m)	Côte du Radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Côte piézométrique (m)
Prétraitement	872,9	871	2,5	873,5
Répartiteur de vitesse	872,9	869,3	4,5	873,8
Bassin d'aération	862,25	859,23	5	864,23
Dégazeur	862,25	859,23	5	864,23
Repartiteur	851,25	847	5	852
Clarificateur	851,25	847,6	3,5	851,1
Canal Venturi	846,4	845,9	1	846,9
Couagulation	846,4	841,4	5	846,4
Filtration	846,4	842	4	846
Canal UV	846,4	842,8	3	845,8
Réservoir tampon	846,4	840,5	5	845,5
Bassin de stockage	846,4	839	4,7	843,7

Tableau VI.6 : Caractéristiques des conduites reliant les différents ouvrages de la station d'épuration

Conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)
Répartiteur - Bassin d'aération	49,7	400
Bassin d'aération – Repartiteur 2	34,27	315
Repartiteur 2 – Clarificateur	39,1	600
Clarificateur - Canal Venturi	95,45	500

Conclusion

Ce chapitre a présenté les méthodes de dimensionnement des principaux ouvrages hydrauliques d'une station d'épuration, y compris le déversoir d'orage, les conduites reliant les différents ouvrages, et la station de relevage. Les calculs présentés permettent d'assurer une circulation optimale de l'eau à travers la station, tout en minimisant les pertes de charge et en optimisant la consommation énergétique des équipements de pompage.

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

CHAPITRE VII

Estimation des besoin et choix des cultures

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

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.

VII.1 Définition la réutilisation des eaux usées traitées (REUE)

La réutilisation des eaux usées consiste à les récupérer et à les traiter pour une utilisation ultérieure, visant principalement à combler les déficits hydriques en fournissant une source d'eau complémentaire. Elle permet également de protéger l'environnement en offrant une élimination écologique des effluents et de contribuer à l'équilibre du cycle de l'eau. De plus, elle représente une solution économique pour le traitement des eaux usées et sert de levier pour le développement économique régional et l'amélioration environnementale.

VII.2 Les domaines de réutilisation des eaux usées épurées (REUE)

Les majors domaines de réutilisation des eaux usées :

VII.2.1 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,

VII.2.2 La REUE industrielle

Les eaux usées industrielles traitées sont principalement réutilisées en interne pour des applications spécifiques, telles que les systèmes de refroidissement ou les processus de lavage. Leurs débouchés externes concernent notamment les industries papetières, textiles et électroniques. Cette réutilisation sectorielle constitue un pilier de l'économie circulaire en optimisant la gestion de la ressource hydrique [23,25].

VII.2.3 La recharge de nappe

La recharge des nappes phréatiques avec des eaux recyclées est une méthode planifiée pour reconstituer les réserves d'eau potable, notamment dans les zones arides ou côtières confrontées à l'assèchement ou à l'intrusion saline. Ses objectifs sont de stabiliser le niveau des aquifères, de constituer des réserves pour l'avenir et de protéger contre la salinisation. Cette pratique exige un traitement poussé pour éliminer les contaminants spécifiques.

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

VII.2.4 La REUE agricole

D'un point de vue environnemental, la réutilisation des eaux usées traitées pour l'irrigation représente une approche optimale, alliant l'élimination sûre des nutriments et l'amélioration de la production végétale. Riches en éléments fertilisants (azote, phosphore) et en oligo-éléments, ces eaux boostent les rendements [22] agricoles tout en réduisant les besoins en engrais chimiques. Les bénéfices sont donc doubles : économiques pour les agriculteurs et écologiques grâce à la réduction de la pollution des eaux et des sols. Des études confirment son efficacité agronomique et sanitaire, notamment avec des techniques précises comme l'irrigation souterraine, qui maximise les gains tout en protégeant l'environnement.

VII.3 Ressources en sol

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

Tableau VII.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	7.78
Conductivité (mmhos/cm)	600
Humidité à la capacité au champ H_{cc} (%)	27
Humidité point de flétrissement H_{pf} (%)	15

SOURCE : DRE MEDEA, 2024

VII.4 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 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 VII.2 : Caractéristiques chimique de l'eau d'irrigation

Paramètre	Valeur moyenne
Conductivité en $\mu s / cm$	600
PH	7,9

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

Na+ en mg/l	111
Ca++ en mg/l	98
Mg++ en mg/l	53

Source : DRE MEDEA, 2025.

VII.5 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.

VII.5.1 La concentration totale des sels solubles

La salinité de l'eau d'irrigation, mesurée par sa conductivité électrique (CE), est un critère agronomique fondamental. Si une faible teneur en sels dissous peut être bénéfique aux plantes, leur concentration excessive devient toxique pour les cultures. On classe ainsi la qualité de l'eau en quatre catégories de salinité (C1 à C4) en fonction de la valeur de la CE. Cette classification permet d'évaluer le risque potentiel pour les plantes et d'adapter en conséquence les pratiques d'irrigation et le choix des cultures..

Tableau VII.3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

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

VII.5.2 Le SAR (Sodium Absorption Ration)

La teneur en sodium (Na^+) dans l'eau d'irrigation représente un risque majeur pour la structure du sol. Un excès de sodium provoque la dispersion des particules d'argile, ce qui dégrade la porosité du sol et forme une croûte en surface, nuisant au développement des plantes. Pour évaluer ce risque, on calcule le Rapport d'Adsorption du Sodium (SAR), qui met en relation les concentrations de sodium avec celles du calcium (Ca^{2+}) et du magnésium (Mg^{2+}). Plus le SAR est élevé, plus le risque d'alcalinisation et de dégradation de la structure du sol est important.

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

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

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

Tableau VII.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

Dans notre cas :

$$Na^+ \text{ (méq/l)} = \frac{Na^+ \left(\frac{mg}{l} \right) \times \text{valence}}{\text{masse molaire}} = \frac{111 \times 1}{22} = 5,04$$

Mg++ en meq/l = 4,9

Ca++ en mg/l = 4,4

$$SAR = \frac{5.04}{\sqrt{\frac{4.9 + 4.4}{2}}} = 2,34$$

Dans notre cas :

$$SAR = 2.34 \quad \text{et} \quad CE = 660 \mu s / cm,$$

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

VII.6 Calcul de la pluie de projet :

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

VII.6.1 Répartition de la pluie moyenne annuelle :

J'ai les pluies mensuelles couvrant la période de 1989 à 2023.

Nom station : la station pluviométriques de MEDEA

Code station : 011509

Coordonnées :

X = 504,85

Y = 329,8

Z = 935

Ces précipitations sont présentées dans le tableau qui suit :

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

Tableau VII.5 : Précipitations moyennes mensuelles couvrant la période de 1989 à 2023

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Ann
1989	12,6	9,2	54,3	38,8	72	0	66,4	65,1	42	5,6	46,3	0	412,3
1990	12,1	27,7	65,1	148,2	78,6	124,3	73,7	38	19	12,7	5,9	5,4	610,7
1991	14,7	87,2	27,9	16,5	238,2	12,6	70,2	105,4	80,5	25,6	8,7	1,5	689
1992	7,1	47,8	82,2	75,7	21,8	54,9	24,7	82	44,6	0	2,7	1,6	445,1
1993	42,3	19,4	92,4	68	101,9	63,4	1,3	54,8	7,3	0	0	0	450,8
1994	66,5	119,7	43,5	49,5	240,6	33,8	111,6	13,3	8,5	16,8	0	9,7	713,5
1995	34	53,8	53,8	75,3	93,3	211,5	54,5	87,8	49,8	14,5	17,3	5,8	751,4
1996	28,4	40,4	8,3	71,8	60,4	18,4	7,7	89,4	22	0	0	25,2	372
1997	34,8	74	185,6	103	29,5	76,3	22,5	95,5	157,5	1,5	0	0	780,2
1998	46,2	37,5	84,5	59	114,7	132,7	84,3	7	18,7	4,2	0	1,9	590,7
1999	10,9	40,2	76,1	164,9	12,5	2,5	7,7	42,8	19,5	0	0	0	377,1
2000	21,1	57,7	119,4	42,8	227,3	46,3	1,5	80,8	27,4	0	1,5	0,5	626,3
2001	40,4	4,4	69	51,6	62,6	27,9	51,4	35,4	16,6	0,8	4,7	15,7	380,5
2002	10,3	26,4	99,2	139	195	218,8	9,8	110,7	30,1	2,6	2,3	14,9	859,1
2003	40,4	40,4	134,4	179,3	85,4	48,3	78,7	54,1	87,6	6,8	3,6	3,7	778,5
2004	24,4	31,4	101,2	149	34	83,2	36,1	16,1	3,7	0	0	0	479,1
2005	46,3	92,5	60,4	89,1	135,3	86,3	37,1	16,2	184,9	2,7	5,9	6	762,7
2006	42,3	6,7	16,9	141,7	19,7	79,6	311,6	135,1	23,1	1,2	27,9	11,6	817,4
2007	60,7	77,5	170,3	70,8	31	12,8	87,6	15,7	62,6	10,2	5,4	0	604,6
2008	60,9	81,5	111,1	122,1	175,6	21,8	90,7	120,1	34,6	1,2	8,2	7,4	835,2
2009	78,2	14,8	93,4	91,6	84	151,9	69,5	25,7	56,3	5,9	1,3	14,5	687,1
2010	20,2	85,9	119,2	71,9	59,4	150,2	72,8	98,7	131,1	16,2	2	5,4	833
2011	3,2	46,1	129,9	52,5	39,7	205,7	132,3	168,5	24,8	1,8	0	8	812,5
2012	4,3	52,2	110,4	14,6	104,7	118,2	76,6	70,1	109,2	5,6	0,8	15	681,7
2013	17	6,4	116,8	84,5	90	82,9	111,1	13,3	11,1	19,9	1,2	8	562,2
2014	12,4	36,8	83,1	205,6	160,2	262,2	54,7	2	35	31,6	4,1	15,2	902,9
2015	102,3	44,3	30,5	0	122,8	113,4	253,7	41,1	71,9	1,3	3	0	784,3
2016	415,9	12	75,6	175,1	348,9	29,4	30,4	24	15	18,4	1	42,2	788,2
2017	41,6	33,1	106,5	133,5	76	81	180,7	157,7	43,1	51,2	1	0,7	906,1
2018	82,5	85,0	115,2	148,5	144,7	48,1	51,1	58,1	19,7	3,1	4	1	761
2019	59,8	17,3	149,6	33,2	19,2	0	59,9	156,1	2	7,9	0	6,8	511,8
2020	4,5	42,9	40,9	114,9	73,7	35,4	44,8	25,6	31,6	37,6	4,3	18,0	474,2
2021	29,7	10,9	315,7	92,1	18,8	21	122	197,4	36	5	6,7	3	859,2
2022	41,9	42,2	48,2	56	199	69	17,2	4,1	169,6	61	15	6	729,4
2023	35,3	18,3	147,5	100,4	59	243,9	39,9	58,3	13	20,7	9	16,8	762,1
MOY	34,43	43,53	95,37	92,31	103,69	84,79	72,75	67,59	48,85	11,26	5,55	7,76	667,89

Source : ANRH

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

VII.6.2 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 :

Calculons N_s et T_s avec (+) pour les $x_i > m$ (-) pour les $x_i < m$

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 VII.6 : Test de la médiane de la série pluviométrique

Opération	Résultat
Médiane	713,5
N_s	17
$N_s (+)$ cond	12,12
T_s	5
T_s cond	5,13

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

VII.6.3 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 :

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

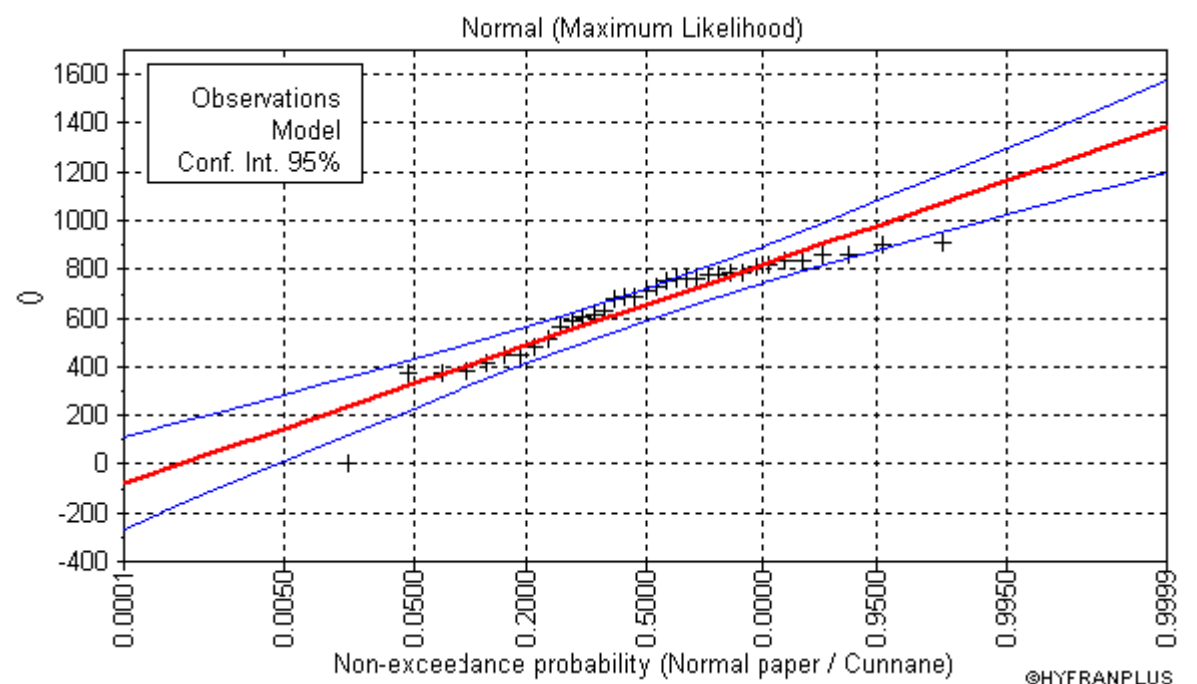


Figure VII.1 : Ajustement des pluies annuelles aux loi normal (gauss)

VII.6.4 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 VII.7 : Test de validité d'ajustement

Loi normale
$\chi^2_{\text{calculé}} = 7,44$
Degrés de liberté = 5
$\chi^2_{\text{théorique}} = 11,07$
Nombre de classes = 8
Observation : $\chi^2_{\text{calculé}} = 7,44 < 11,07 = \chi^2_{\text{théorique}}$ Donc, la loi normale est un ajustement acceptable pour la série au seuil de 5 %

VII.6.5 Détermination de l'année de calcul

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

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

Tableau VII.8 : Résultat de l'ajustement

Période de retour (Ans) « T »	Probabilité« Q »	Xt
2.0	0.5000	654
1.2500	0.2000	489

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

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

$$\frac{P_{\text{théorique(80\%)annuelle}}}{P_{\text{théorique(50\%)annuelle}}} = \frac{489}{654} = 0,74$$

Les pluies mensuelles de projet sont calculées comme suit :

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

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou t
Pmoy (mm/mois)	34,43	43,53	95,3 7	92,31	103, 69	84,7 9	72,75	67,5 9	48,8 5	11,2 6	5,55	7,76
Pmoy80 % (mm/moi s)	25,48	32,21	70,5 7	68,31	76,7 3	62,7 4	53,84	50,0 2	36,1 5	8,33	4,11	5,74

VII.7 Besoin en eau de culture

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

VII.7.1 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 (Peff). 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.

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 :

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

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

Moi s	Températur e min	Températur e max	Humidi té	Vitesse du vent	Insolatio n	Rayonnem ent	ET0
	C°	C°	%	km/jour	Heure	MJ /m2 /jour	Mm/jo ur
Janvier	3.4	13.2	73	259	7.2	10.2	1.55
Février	3.4	14.6	74	173	7.4	13.0	2.04
Mars	7.0	18.4	71	259	8.0	16.2	3.04
Avril	7.0	20.2	73	259	7.5	19.2	3.34
Mai	10.8	25.9	65	259	8.0	21.6	4.07
Juin	15.4	32.0	61	259	9.0	25.4	5.28
Juillet	18.8	35.0	54	259	10.1	24.5	7.09
Aout	18.8	36.1	49	259	9.5	22.5	7.43
Septemb re	15.3	30.1	57	259	8.1	18.0	5.14
Octobre	11.4	24.8	67	259	7.4	13.8	3.26
Novemb re	7.0	18.8	75	173	7.0	11.1	2.00
Décembr e	4.3	14.1	81	259	6.0	9.0	1.39

VII.7.2L'évapotranspiration maximale (ETM)

S'obtient par :

$$ETM(mm/mois) = ET0 * Kc$$

VII.873Le coefficient culturaux Kc

Les valeurs du coefficient cultural (Kc) 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.

VII.7.4La réserve facilement utilisable (RFU)

Ce calcul par la formule suivante :

$$RFU = (hcc - hpf) * Y * Da * Z$$

Avec :

hcc : humidité à la capacité au champ hpf : humidité au point de flétrissement Z : profondeur racinaire,

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

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

$$Rs = K * RFU$$

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

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

Mais R_s 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 $H_{pf}=15$).

- $Z = 1500$ 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 .

Dans notre cas on a un sol argilo-limoneux ($H_{cc}=28\%$ et $H_{pf}=15$).

- $Z = 1500$ 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 .

VII.7.5 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 VII.11 : Calcul des pluies efficaces

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar s	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
P_{my} 80%	34,43	43,5 3	95,3 7	92,3 1	103, 69	84,7 9	72,7 5	67,5 9	48,8 5	11,2 6	5,55	7,76
P_{eff}	20,38	25,7 7	56,4 6	54,6 5	61,3 8	50,2 0	43,0 7	40,0 1	28,9 2	6,67	3,29	4,59

VII.7.6 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

K_c : le coefficient culturel de la culture considérée.

P_{eff} : est la pluie efficace.

RFU : La réserve facilement utile

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

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

Tableau VII.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	25,48	20,38	154.2	0.7	107,9	1.5	140	46,2	87,56
Oct	32,21	25,77	88.67	0.7	62,1	1.5	140	46,2	-9,90
Nov	70,57	56,46	55.2	0.7	38,6	1.5	140	70	-64,02
Dec	68,31	54,65	40.3	0.7	28,2	1.5	140	140	-96,44
Jan	76,73	61,38	48.05	0.7	33,6	1.5	140	140	-167,75
Fev	62,74	50,19	50.46	0.7	35,3	1.5	140	140	-154,87
Mars	53,84	43,07	78.74	0.8	63,0	1.5	140	140	-120,08
Avr	50,02	40,02	100.2	0.85	85,2	1.5	140	112	-94,85
Mai	36,15	28,92	143.84	0.85	122,3	1.5	140	46,2	-18,66
Juin	8,33	6,66	190.2	0.7	133,1	1.5	140	0	80,28
Juill	4,11	3,29	227.85	0.7	159,5	1.5	140	0	156,21
Aout	5,74	4,59	219.79	0.7	153,9	1.5	140	0	149,26

Tableau VII.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)	RS (mm)	B _{net} (mm)
Sep	25,48	20,38	154.2	0.4	61,7	1	112	36,96	41,30
Oct	32,21	25,77	88.67	0.4	35,5	1	112	36,96	-27,26
Nov	70,57	56,46	55.2	0	0,0	1	112	56	-93,42
Dec	68,31	54,65	40.3	0	0,0	1	112	112	-110,64
Jan	76,73	61,38	48.05	0	0,0	1	112	112	-173,38
Fev	62,74	50,19	50.46	0	0,0	1	112	112	-162,19
Mars	53,84	43,07	78.74	0.15	11,8	1	112	112	-143,25
Avr	50,02	40,02	100.2	0.45	45,1	1	112	112	-106,93
Mai	36,15	28,92	143.84	0.6	86,3	1	112	36,96	-54,66
Juin	8,33	6,66	190.2	0.7	133,1	1	112	0	89,52
Juill	4,11	3,29	227.85	0.7	159,5	1	112	0	156,21
Aout	5,74	4,59	219.79	0.45	98,9	1	112	0	94,31

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

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

Mois	P80% (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Kc	ETM (mm)	Z(m)	RFU (mm)	RS (mm)	Bnet (mm)
Sep	25,48	20,38	154.2	0.75	115,65	1.5	140	46,2	95,266
Oct	32,21	25,77	88.67	0.75	66,5025	1.5	140	46,2	-5,4655
Nov	70,57	56,46	55.2	0.75	41,4	1.5	140	70	-61,256
Dec	68,31	54,65	40.3	0.65	26,195	1.5	140	140	-98,445
Jan	76,73	61,38	48.05	0.65	31,2325	1.5	140	140	-170,152
Fev	62,74	50,19	50.46	0.65	32,799	1.5	140	140	-157,393
Mars	53,84	43,07	78.74	0.65	51,181	1.5	140	140	-131,883
Avr	50,02	40,02	100.2	0.65	65,13	1.5	140	112	-114,886
Mai	36,15	28,92	143.84	0.75	107,88	1.5	140	46,2	-61,08
Juin	8,33	6,66	190.2	0.85	161,67	1.5	140	0	108,806
Juill	4,11	3,29	227.85	0.85	193,67	1.5	140	0	190,384
Aout	5,74	4,59	219.79	0.85	186,82	1.5	140	0	182,229

VII.8 Le calcul de débit d'irrigation

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

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

Mois	Pommier	La vigne	L'Olivier	Totale
Sep	87,56	41,3	95,266	224,12
Oct	0	0	0	0
Nov	0	0	0	0
Dec	0	0	0	0
Jan	0	0	0	0
Fev	0	0	0	0
Mars	0	0	0	0
Avr	0	0	0	0
Mai	0	0	0	0
Juin	80,28	89,52	108,80	278,60
Juill	156,21	156,21	190,38	502,80
Aout	149,26	94,31	182,22	425,75

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 :

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

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 0,7

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

- **B_{net} = 502,8045 mm/mois**
- **Q_s = 2.82 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 :

Donc le débit spécifique corrigé est :

B_{net} = 190,38 mm

Q_s = 1.07 (l/s/ha)

VII.9 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 :

Chapitre VII Estimation des besoins et choix de culture

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

Horizon	Q car (L/s)	Qs (L/s/ha)	S (ha)
2025	174,12	1.07	162,7
2040	235,8	1.07	220
2055	317,2	1.07	296

VII.10 Propositions de réutilisation des eaux usées épurées de la SETP

D'après les résultats des analyses physiques, chimiques et toxicologiques, les eaux traitées par la station d'épuration de Berrouaghia 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 VII.2 : projection d'un périmètre d'irrigation au voisinage de zone d'étude (google earth)

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 Berrouaghia. 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 VIII : Étude Technico-économique

CHAPITRE VIII

ÉTUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE

Chapitre VIII : Étude Technico-économique

Chapitre VIII : Étude Technico-économique

Introduction

Ce chapitre présente l'étude économique et technique complète du projet de station d'épuration. Il détaille la structure des coûts, en distinguant les investissements initiaux (comprenant les travaux de génie civil, les équipements et les infrastructures) des dépenses récurrentes d'exploitation et de maintenance. La méthode de calcul du prix de revient du traitement par mètre cube d'eau est également expliquée, en prenant en compte l'amortissement de l'investissement et les coûts annuels de fonctionnement.

VIII.1 Estimation du coût total de réalisation de la station

Les coûts des projets sont principalement engendrés par les éléments suivants :

VIII.1.1 Coût d'investissement

Les frais d'investissement englobent les coûts des équipements, des travaux de génie civil, ainsi que des travaux de voirie et réseaux divers (VRD).

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{eq} \quad (\text{VIII.1})$$

- C_{ti} : Coût d'investissement ;
- C_{gc} : Coûts des travaux de génie civil ;
- C_{VRD} : Coûts des VRD ;
- C_{eq} : Coûts des équipements.

VIII.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 :

$$V_t = 0.3 \times S_{hi} \quad (\text{VIII.2})$$

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

- Le coût d'un ouvrage est donc :

$$C_t = 2500 \times V \quad (\text{VIII.3})$$

avec V_t représentant le volume de terrassement de l'ouvrage considéré. Ainsi, le coût total du terrassement

est $C_t = 9618540$ DA.

VIII.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 :

$$C_b = P_u \times V_{tb} \quad (\text{VIII.4})$$

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

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)	Coût (DA)
Dessableur-Déshuileur	2	56,181	140452,5
Zone de contact	2	60,3	150750
Bassin d'aération	2	283,26	708150
Zone de dégazage	2	45,3	113250
Clarificateur	2	564,3	1410750
Filtre	1	31,107	77767,5
Bassin de désinfection	1	7,044	17610
Réservoir Tampon	1	14,04	35100

Chapitre VIII : Étude Technico-économique

Bassin de stockage	1	7,5	18750
Épaississeur	1	19,884	49710
Lit de séchage		2232	5580000
Zone anoxie	2	141,6	354000
Stabilisateur	1	384,9	8656290
Total			9618540

- L'épaisseur des murs des ouvrages (e_m) est de 0.3 m.
- L'épaisseur du radier des ouvrages (e_r) est de 0.3 m.
- Un mètre cube de béton contient en moyenne 80 kg de fer.

- Le kilogramme de fer coûte actuellement 90 DA.
- Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f \quad (\text{VIII.5})$$

$$C_t = 40000 + 80 \times 70 = 45\,600 \text{ DA}$$

- Le volume total de béton pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes :

- V_{br} : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage, où

$$V_{br} = e_r \times S_h \quad (\text{VIII.6})$$

- V_{bm} : Volume du béton des murs de chaque ouvrage, où

$$V_{bm} = e_m \times P \times H \quad (\text{VIII.7})$$

Avec :

- * H : Hauteur de l'ouvrage ;
- * P : Périmètre de l'ouvrage

Ainsi, le coût total du béton armé est : $C_{t\,ba} = 258000285,6 \text{ DA}$.

VIII.1.4 Coût total du Génie Civil

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

$$C_{gc} = C_t + C_{t\,ba} = 9618540 + 258000285,6 = 267618825,6 \text{ DA} \quad (\text{VIII.8})$$

VIII.1.5 Coût des VRD

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

$$C_{VRD} = 0,25 \times C_{gc} = 0,25 \times 267618825,6 = 66904706,4 \text{ DA} \quad (\text{VIII.9})$$

Tableau VIII.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	V_{br} (m ³)	V_{bm} (m ³)	Volumes (m ³)	Coût (DA)
Dessableurdeshuileur	2	56,181	93	149,181	6802653,6
Zone de contact	2	60,3	126	186,3	8495280
Bassin d'aération	2	283,26	720	1003,26	45748656
Zone de dégazage	2	45,3	94,2	139,5	6361200
Clarificateur	2	564,3	223,146	787,446	35907537,6
Filtre à disque	1	31,107	32,499	63,606	2900433,6
UV	1	7,044	18,9	25,944	1183046,4
Réservoir Tampon	1	14,04	37,5	51,54	2350224
Bassin de stockage	1	7,5	24	31,5	1436400
Épaississeur	1	19,884	49,2	69,084	3150230,4
Lit de séchage	31	2232	0	2232	101779200

Chapitre VIII : Étude Technico-économique

Zone anoxie	2	141,6	279	420,6	19179360
Stabilisateur	1	384,9	113,04	497,94	22706064
Cout total de beton					258000285,6

VIII.1.6 Coût des équipements électromécaniques et électriques et d'installations hydromécaniques

Il est estimé à 60% de $(C_{gc} + C_{VRD})$:

$$C_{eq} = 0,6 \times (C_{gc} + C_{VRD}) \quad (\text{VIII.10})$$

$$= 0,6 \times (267618825,6 + 66904706,4) = 200714119,2 \text{ DA}$$

VIII.2 Coût total des investissements de la station

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{eq} \quad (\text{VIII.11})$$

$$= 267618825,6 + 66904706,4 + 200714119,2 = 535237651,2 \text{ DA}$$

coût total de l'investissement de station d'après TVA (19 %) est **636932805 DA**

VIII.3 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 :

VIII.3.1 Le coût de main d'œuvre

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

$$C_{mo} = 0,05 \times C_{ti} \quad (\text{VIII.12})$$

$$= 0,05 \times 535237651,2 = 26761882,56 \text{ DA}$$

VIII.3.2 Coûts de maintenance des équipements

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

$$C_{rm} = 0,10 \times C_{ti} \quad (\text{VIII.13})$$

$$= 0,10 \times 535237651,2 = 53523765,12 \text{ DA}$$

VIII.3.3 Le coût des frais financiers

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

$$C_{ff} = 0,05 \times C_{ti} \quad (\text{VIII.4})$$

$$= 0,05 \times 535237651,2 = 26761882,56 \text{ DA}$$

VIII.4 Le coût de fonctionnement total

$$C_{ft} = C_{ff} + C_{rm} + C_{mo} \quad (\text{VIII.})$$

$$= 26761882,56 + 53523765,12 + 26761882,56 = 107047530,2 \text{ DA}$$

VIII.5 Le coût estimatif du projet

$$C_p = C_{ft} + C_{ti} \quad (\text{VIII.})$$

$$= 107047530,2 + 535237651,2 = 642285181,4 \text{ DA}$$

Cela signifie que le coût global du projet est de **642285181,4 DA**

VIII.6 Calcul du prix du m³ d'eau traitée :

Chapitre VIII : Étude Technico-économique

Calculé par :

VIII.6.1 Le coût d'amortissement :

Donné par :

$$C_{aa} = \frac{C_{ti}}{T}$$

: Avec :

T : durée d'amortissement t= 30 ans.

VIII.6.2 Coût annuel de la station :

Donné par :

$$C_{t.s} = C_{a.a} + C_{fon}$$

VIII.6.3 Calcul du prix du m3 d'eau épurée :

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2054 est :

$$V_{an} = Q_j \times 365 = 7435886 \text{ m}^3$$

Le coût du m3 épurée ce calcul alors :

$$C_e = \frac{C_{ts}}{V_{av}}$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Les résultats du calcul du coût par m³ d'eau traitée

Le Coût d'amortissement annuel	21231093,5 DA
Le Coût annuel de la station	128278624 DA
Le Coût de m3 d'eau épurée	17,25 DA

CONCLUSION

Ce chapitre a présenté l'analyse technico-économique du projet, culminant avec l'établissement d'un devis quantitatif et estimatif évaluant le coût total de la station d'épuration à **636932805 DA**. Au-delà de l'investissement initial, l'accent a été mis sur les conditions d'exploitation, en insistant sur la nécessité d'un entretien périodique des ouvrages et du strict respect des règles d'hygiène et de sécurité. Ces mesures sont cruciales pour assurer la pérennité des installations, protéger la santé des opérateurs et optimiser les performances de la station.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Pour faire face à la pénurie croissante d'eau potable, le développement des stations d'épuration en Algérie s'impose comme une solution incontournable. Cette démarche s'inscrit dans une stratégie nationale priorisant l'exploitation des eaux non conventionnelles afin de pallier le stress hydrique. L'objectif central est la réutilisation des eaux traitées, notamment pour les secteurs agricole et industriel, permettant ainsi de préserver les réserves d'eau potable et de protéger les nappes phréatiques.

Ce projet a consisté en la conception d'une station d'épuration destinée à être opérationnelle jusqu'en 2055, avec une capacité de traitement prévue pour 170000 équivalents-habitants. La filière de traitement retenue, adaptée à la charge polluante et au site d'implantation, combine une étape physique, un procédé biologique par boues activées à faible charge, et une phase finale de désinfection.

Cette infrastructure ouvre des perspectives significatives pour l'agriculture locale grâce à la réutilisation des eaux épurées et la valorisation des boues. Toutefois, son efficacité et sa pérennité dépendent entièrement d'une gestion rigoureuse, incluant un entretien régulier des équipements et un contrôle quotidien des paramètres de qualité de l'eau.

En effet, la construction de telles installations, bien que nécessaire, n'est pas suffisante. Une gestion optimale est le facteur clé qui garantira leur performance et leur durabilité à long terme. Dans le contexte algérien, une gestion durable de l'eau, reposant sur une exploitation efficiente des stations d'épuration, constitue un impératif pour sécuriser la ressource hydrique et nécessite un engagement constant.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ◆ [1] GLANIC R et BENNETON J-P, (1989). Caractérisation d'effluents D'assainissement individuel et essais de matériels d'assainissement autonome - TSM - L'eau - 84 années.
- ◆ [2] RODIER J., BAZIN C., CHAMBON P., BROUTIN J.-P., CHAMPSAUD H., RODI L., 1996. Analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eau de mer, 8^{ème} édition. Edition DUNOD, Paris. 1983p.
- ◆ [3] C. Gomella, H. Guerrée, Le traitement des eaux publiques, industrielles et privées. Edition Eyrolles Paris, (1978).
- ◆ [4] GAUJOUS D., La pollution des milieux aquatiques : aide-mémoire. Edition Technique et Documentation Lavoisier, 1995, 220p.
- ◆ [5] BONTOUX J., Introduction à l'étude des eaux douces: eaux naturelles, eaux usées, eaux de boisson. Edition Technique et Documentation Lavoisier 1993, 166 p.
- ◆ [6] RODIER J. L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer. 8^{ème} Edition. Dunod, Paris (2005).
- ◆ [7] M. Satin et B. Selmi, Guide Technique de l'Assainissement 3^e Edition, Le Moniteur, 2006.
- ◆ [8] J. P. Bechac-P. Boutin-B. Mercier-P. Nuer, " Traitement des eaux usées", Eyrolles, 1984.
- ◆ [9] C. Cardot. A. Gilles, « Analyse des eaux », Ellipses, 2013.
- ◆ [10] Marcel Doré. Paris.1989. chimie des oxydants et traitement des eaux.
- ◆ [11] ZARROUK, Mourad ; ELOMARI, Chaimae. *TRANSFORMATION D'UNE STATION D'ÉPURATION TYPE LAGUNAGE AÉRÉ EN LITS BACTERIENS OU BOUES ACTIVEES : Cas de la station de TAMESNA (Maroc occidental)*. 2020. Disp. à l'adr. DOI : 10.13140/RG.2.2.23054.48965/2. Thèse de doct.
- ◆ [12] F. Edeline, L'épuration biologique des eaux : Théorie et technologie des réacteurs, 4^e Edition, Liège, Cebedoc, (1998).
- ◆ [13] BOURRIER, Régis ; SATIN, Marc ; SELMI, Béchir. *Guide technique de l'assainissement*. Éd. le Moniteur, 2010.
- ◆ [14] DEGREMONT, S. *Mémento technique de l'eau*. Paris : Lavoisier, 2005. Techniques et documentation. ISBN 9782743007171.
- ◆ [15] DUPONT, A. *Hydraulique Urbaine Tome 2 Ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux*. Édition Eyrolles, 1979.
- ◆ [16] RODIER, Jean ; GEOFFRAY, C ; RODI, L. L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eau de mer : chimie, physico-chimie, bacteriologie, biologie. Dunod., 1996.
- ◆ [17] PRONOST, Joseph ; PRONOST, R ; DEPLAT, L ; MALRIEU, J ; BERLAND, JM. Stations d'épuration : dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation. *Guide Technique FNDAE*. 2002, n° 22.
- ◆ [18] GAÏD, A. *Traitement des eaux usées urbaines*. Paris, France : Editions T. I., 1993. Techniques de l'ingénieur, n° C5220.
- ◆ [19] SADOWSKI, AG. Traitement des eaux usées urbaines. *Cours ENGEES*. 2002, t. 3, p. 429- 524.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ◆ [20] DEGREMONT, S. *Mémento technique de l'eau*. Paris : Lavoisier, 2005. Techniques et documentation. ISBN 9782743007171.
- ◆ [21] DHAOUADI, Hatem. *Traitement des Eaux Usées Urbaines : Les procédés biologiques d'épuration*. Université Virtuelle de Tunis, 2008.
- ◆ [22] METAHRI, Mohammed Saïd. *Elimination siultanée de la pollution azotée et phosphatée des eaux usées traitées par des procédés mixtes : cas de la STEP est de la ville de tizi ouzou*. 2012. Thèse de doct. Universite Mouloud Mammeri
- ◆ [23] BAUMONT, Samuel ; CAMARD, Jean-Philippe ; LEFRANC, Agnès ; FRANCONI, Antoine ; FRANCE), Observatoire régional de santé (Île-de ; FRANCE (1976-2019), Institut d'aménagement et d'urbanisme d'Île-de. *Réutilisation des eaux usées épurées : risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France*. ORS Île-de-France, 2014.
- ◆ [24] ECKENFELDER, William Wesley; VANDEVENNE, L. *Gestion des eaux usées urbaines et industrielles : caractérisation, techniques d'épuration, aspects économiques*. Technique et Documentation Lavoisier, 1982.
- ◆ [25] ASANO, Takashi. *Wastewater reclamation and reuse : water quality management library*.T. 10. Crc Press, 1998.

- ◆ [26] LE MOINE, Manuel ; KOVARIK, Jean-Bernard ; PIET, Olivier. Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique : ROSA 2000. *Revue française de génie civil*. 2003, t. 7, n° 9, p. 1211-1230.

- ◆ [27] THOMAZEAU, Robert. *Stations d'épuration : eaux potables, eaux usées : précis théorique et technologique*. Technique et documentation, 1981.
- ◆ [28] LIBES, Y. Les eaux usées et leur épuration. *Académie de Nancy-Metz*. 2010.
- ◆ [29] GAÏD, Abdelkader. *Epuration biologique des eaux usées urbaines*. Office des publications universitaires, 1984.
- ◆ [30] OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU. *Conception / Dimensionnement : Le traitement par boues activées*. 2005.
- ◆ [31] METCALF ; EDDY, Inc ; ASANO, Takashi; BURTON, Franklin L ; LEVERENZ, Harold ;TSUCHIHASHI, Ryujiro; TCHOBANOGLOUS, George. *Water reuse*. McGraw-Hill Professional Publishing United States of America, 2007.
- ◆ [32] QASIM, Syed R. *Wastewater treatment plants : planning, design, and operation*. Routledge, 2017.
- ◆ [33] SATIN, M. ; SELMI, B. ; REGIS, B. *Guide technique de l'assainissement*. Paris : Moniteur, 1999. ISBN 978-2-281-11239-9. Référence technique.
- ◆ [34] SADOWSKY, AG. Méthode de calcul d'une filière de traitement-" Boues activées-Très faible charge-Nitrification et dénitrification-Traitement du phosphore. *Mars*. 2002.
- ◆ [35] VAZQUEZ, J ; ZUG, M; PHAN, L ; ZOBRIST, C. Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage. *Guide technique*. 2006.

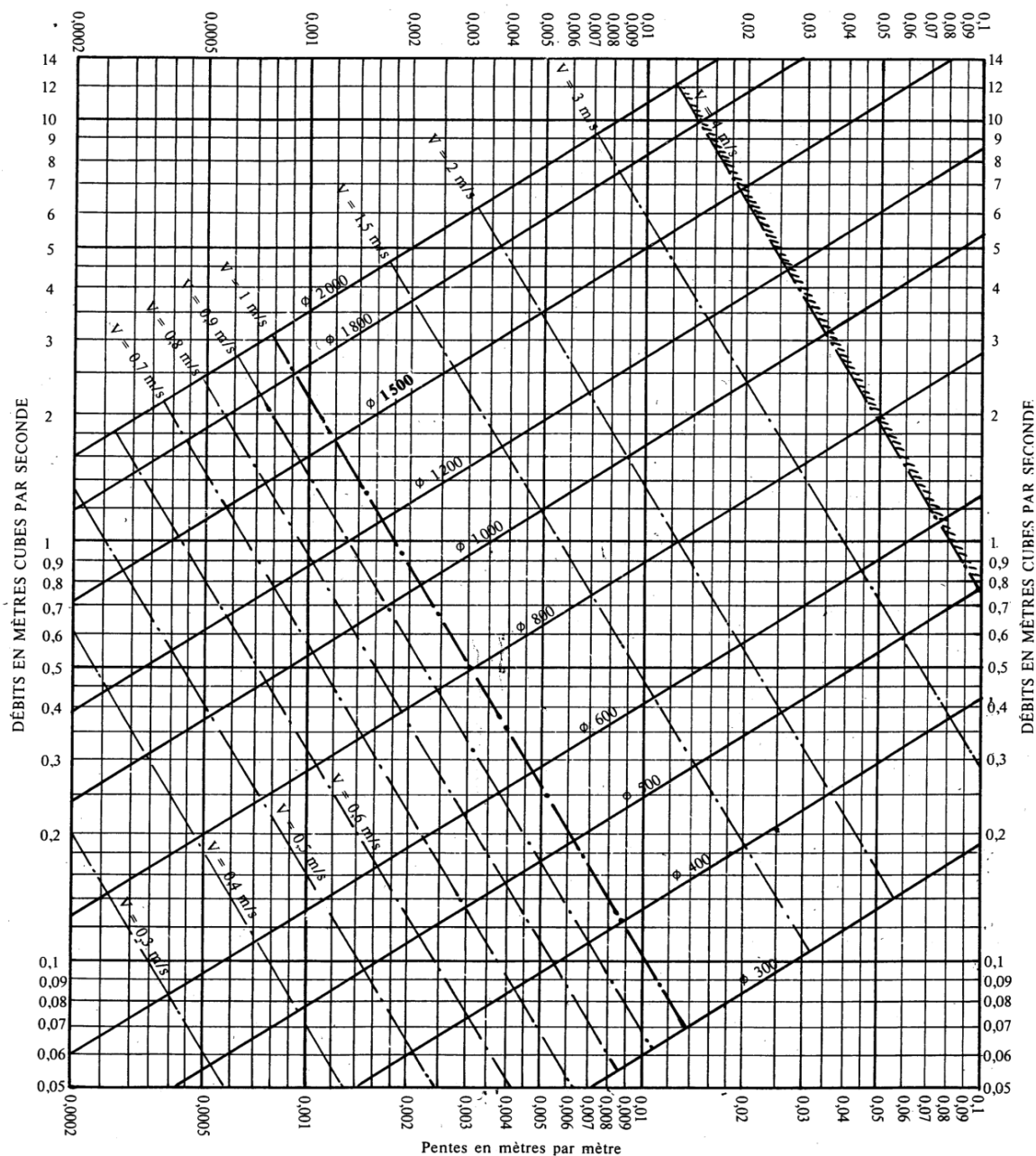
Listes des ANNEXE

Listes des ANNEXE

ABaque Ab. 4 a

Ab. 4a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



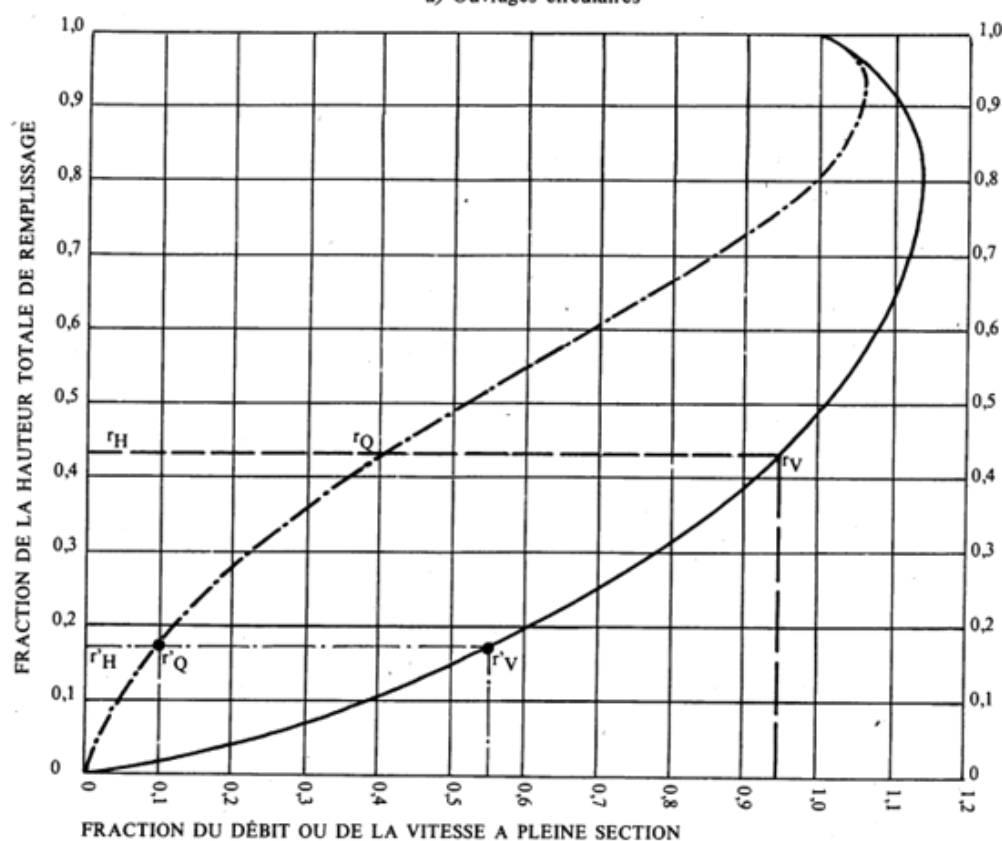
Nota. — La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABaque Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Listes des ANNEXE

ANNEXE III

Paramètres microbiologiques

Groupes de cultures	Paramètres microbiologiques	
	Coliformes fécaux (CFU/100ml)	Nématodes intestinaux (œufs/1)
Irrigation non restrictive. Culture de produits pouvant être consommés crus.	< 100	Absence
Légumes qui ne sont consommés que cuits. Légumes destinés à la conserverie ou à la transformation non alimentaire.	< 250	< 0,1
Arbres fruitiers (1). Cultures et arbustes fourragères (2). Cultures céréalières. Cultures industrielles (3). Arbres forestiers. Plantes florales et ornementales (4).	Seuil recommandé < 1000	< 1
Cultures du groupe précédent (CFU/100ml) utilisant l'irrigation localisée (5) (6).	Pas de norme Recommandée	Pas de norme recommandée

(1) L'irrigation doit s'arrêter deux semaines avant la cueillette. Aucun fruit tombé ne doit être ramassé sur le sol. L'irrigation par aspersion est à éviter.

(2) Le pâturage direct est interdit et il est recommandé de cesser l'irrigation au moins une semaine avant la coupe.

(3) Pour les cultures industrielles et arbres forestiers, des paramètres plus permissifs peuvent être adoptés.

(4) Une directive plus stricte (<200 coliformes fécaux par 100 ml) est justifiée pour l'irrigation des parcs et des espaces verts avec lesquels le public peut avoir un contact direct, comme les pelouses d'hôtels.

(5) Exige une technique d'irrigation limitant le mouillage des fruits et légumes.

(6) À condition que les ouvriers agricoles et la population alentour maîtrisent la gestion de l'irrigation localisée et respectent les règles d'hygiène exigées. Aucune population alentour.

Paramètres de qualité de l'eau

Paramètres	Unité	Concentration maximale admissible
Physiques		
Ph	-	0.5 ≤ pH ≤ 8.5
MES	mg/l	30
CE	ds/m	3
Infiltration (SAR)	ds/m	
SAR = 0-3		0.2
SAR = 3-6		0.3
SAR = 6-12		0.5
SAR = 12-20		1.3
SAR = 20-40		3
Chimiques		
DBO ₅	mg/l	30
DCO	mg/l	90
Chlor (Cl)	meq/l	10
Azote (NO3 ⁻)	mg/l	30
Bicarbonate (HCO ₃)	meq/l	8.5
Éléments toxiques		
Aluminium	mg/l	20
Arsenic	mg/l	2
Béryllium	mg/l	0.5
Bore	mg/l	2
Cadmium	mg/l	0.05
Chrome	mg/l	1
Cobalt	mg/l	5
Cuivre	mg/l	5
Cyanures	mg/l	0.5
Fluor	mg/l	15
Fer	mg/l	20
Phénols	mg/l	0.002
Plomb	mg/l	10
Lithium	mg/l	2.5
Manganèse	mg/l	10
Mercure	mg/l	0.01
Molybdène	mg/l	0.05
Nickel	mg/l	2
Sélénium	mg/l	0.02
Vanadium	mg/l	1
Zinc	mg/l	10

(a) Une tolérance de 10% maximum est acceptable pour une mesure à condition que ce dépassement ne se représente pas plus de trois fois pour des campagnes d'analyses consécutives.

(b) Pour type de sols à texture fine, neutre ou alcalin.

Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées

Groupes de cultures	Liste des cultures
Arbres fruitiers (1)	Dattiers, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, nêfle, cerise, prune, nectarine, grenade, figue, rhubarbe, arachides, noix, olive.
Agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine.
Cultures fourragères (2)	Bersim, maïs, sorgho fourragers, vesce et luzerne.
Culture industrielles	Tomate industrielle, haricot à rames, petit pois à rames, betterave sucrière, coton, tabac, lin.
Cultures céréalières	Blé, orge, triticales et avoine.
Cultures de production de Semences	Pomme de terre, haricot et petit pois.
Arbustes fourragers	Acacia et atriplex.
Plantes florales à sécher ou à usage Industriel	Rosier, iris, jasmin, marjolaine et romarin.

(1) L'irrigation avec des eaux usées épurées est permise à condition que l'on cesse l'irrigation au moins deux semaines avant la récolte. Les fruits tombés au sol ne sont pas ramassés et sont à détruire.

Le pâturage direct dans les parcelles irriguées par les eaux usées épurées est strictement interdit, afin de prévenir toute contamination du chep
