



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELLE

THEME :

**Redimensionnement de la station d'épuration des eaux usées
urbaines de la ville de Thenia (wilaya de Boumerdes)
en vue de leur réutilisation.**

Présenté par :
HAMZI Zineb

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJELLAB Mohamed	Professeur	Président
LEULMI MEDJDOUB Sonia	M.C.B	Examinatrice
BETATACHE Hayat	M.C.B	Examinatrice
KOLIAI Djaffar	M.A.A	Examineur
TAFAT Leila	M.A.A	Promotrice

Session septembre 2024

DÉDICACE

Je rends grâce à Allah, tout-puissant, pour la force, le courage et la volonté qu'Il m'a donnés pour mener à bien ce travail.

À mes chers parents,

Aucun mot ne saurait exprimer pleinement ma gratitude, mon respect et mon affection pour vous. Votre présence constante m'a apporté confiance et réconfort, et vos soutiens et conseils m'ont guidé vers la réussite. Que Dieu vous accorde une longue vie pleine de bonheur et de santé, chers parents, dont les sacrifices et les qualités humaines m'ont permis d'atteindre ce jour.

À mes frères,

Vous avez toujours été un soutien précieux et une source constante d'encouragement. Je prie Dieu d'accorder miséricorde à mon frère défunt et de nous réunir au paradis, et de protéger mon autre frère, en lui accordant santé, bonheur, et de rester un soutien solide pour nous.

À mes sœurs,

Aucune parole ne saurait exprimer pleinement votre valeur. Vous êtes le prolongement de la tendresse de notre mère. Je prie Dieu de vous protéger, de prolonger vos vies et de vous accorder la santé ainsi que tout ce que vous souhaitez.

À mes beaux-frères,

Je prie Allah de vous protéger et de vous accorder bonheur et joie.

À mes neveux et nièces,

Je demande à Allah de les préserver et de garder leurs sourires parmi nous. Que l'un d'entre eux devienne une fierté pour sa famille, et que nous soyons réunis avec lui dans un avenir proche.

À ma tante,

Je prie Allah de prolonger ta vie et de t'accorder santé et bonheur.

À mes cousines, mes cousins, et toute ma famille,

Je demande à Allah de vous protéger et de maintenir notre unité et notre respect mutuel.

Enfin, à toutes mes amies et collègues, depuis l'école primaire jusqu'à aujourd'hui, merci à chacun de vous pour votre soutien, que ce soit de près ou de loin.

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, je souhaite exprimer ma profonde gratitude à ma chère encadrante, **Mme Leila TAFAT**, pour son encadrement scientifique, sa patience, sa confiance et surtout ses précieux conseils et encouragements, ainsi que pour toutes les suggestions et remarques qu'elle a formulées tout au long de ce travail.

Je tiens également à remercier **Mme BETATACHE, Mme HOULI, Mme AZIEZ, Mme LEULMI MEDJDOUB, Monsieur SALAH et Monsieur KOLAI**. Leurs précieux conseils et leur soutien tout au long de ce projet ont été d'une aide inestimable.

Je remercie particulièrement **Monsieur le président du jury** ainsi que **Mesdames et Messieurs les membres du jury** pour avoir accepté d'évaluer mon travail et pour le temps consacré à l'examen de ce mémoire.

Je suis reconnaissant envers l'ensemble des **enseignants de l'ENSH** qui ont contribué à ma formation.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers toutes les personnes qui m'ont fourni des informations et des conseils, notamment **Monsieur le Directeur de l'ONA, Monsieur Ahmed ZADDAL**, ainsi que **Mme TALI, Mme YAAKOUB, Mme Yasmine, Mlle Samia**, sans oublier **la responsable du laboratoire et le chef de la STEP de Thenia**.

Enfin, je souhaite adresser mes plus sincères remerciements à tous ceux qui m'ont apporté leur aide, que ce soit par leur amitié, leurs conseils ou leur soutien moral. Ces quelques lignes témoignent de ma profonde reconnaissance et de mes remerciements les plus vifs.

ملخص :

في الجزائر، لا يزال حجم المياه المصروفة في الأودية يتزايد باستمرار، مما يؤدي إلى عواقب وخيمة على صحة المواطنين ويسبب تلوثاً كبيراً. وينطبق هذا بشكل خاص على مدينة الثنية في ولاية بومرداس، حيث تعالج محطة معالجة مياه الصرف الصحي حجماً منخفضاً جداً من المياه الداخلة. ولهذا السبب، تقرر إعادة تصميم محطة معالجة مياه الصرف الصحي هذه لتحسين كفاءة معالجة مياه الصرف الصحي وإعادة استخدام المياه المعالجة.

يقدم هذا العمل تصميمًا لمحطة معالجة مياه الصرف الصحي لمدينة الثنية بتقنية الحمأة المنشطة متوسطة الحمل، ويتم ذلك على مدار آفاق زمنية محددة. يهدف الأفق الأول، الذي تم تحديده لعام 2039، إلى معالجة مياه الصرف الصحي لما يقارب 48154 نسمة مكافئة. أما الأفق الثاني، الذي تم التخطيط له لعام 2054، فيشمل توسيع سعة المحطة الأساسية لمعالجة مياه الصرف الصحي لما يقارب 60488 نسمة مكافئة. سيتم استخدام المياه المعالجة لسقي مساحة 80.28 هكتار مع تدفق أقصى محدد قدره 0.98 لتر/ثانية/هكتار .

الكلمات المفتاحية: مياه الصرف الصحي، محطة معالجة مياه، إعادة استخدام المياه المعالجة والسقي

Résumé :

En Algérie, le volume d'eau rejetée dans les oueds ne cesse d'augmenter, entraînant de graves répercussions sur la santé des citoyens et provoquant une pollution significative. C'est notamment le cas de la ville de Thenia, dans la wilaya de Boumerdes, où la station d'épuration des eaux usées traite une très faible quantité de débit entrant. C'est pourquoi il a été décidé de redimensionner cette STEP pour améliorer l'efficacité du traitement des eaux usées et réutiliser l'eau épurée.

Ce mémoire présente le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge, envisagée sur deux horizons temporels. Le premier horizon, fixé à 2039, vise à traiter les eaux usées de 48 154 équivalents habitants. Le second horizon, projeté pour 2054, prévoit une extension de la capacité initiale de la station pour traiter les eaux usées de 60 488 équivalents habitants. L'eau ainsi traitée sera destinée à l'irrigation d'une superficie de 80,28 hectares, avec un débit maximal spécifique de 0,98 l/s/ha.

Mots clés : Dimensionnement, station d'épuration, réutilisé et irrigation.

Abstract :

In Algeria, increased water discharge into rivers is significantly impacting public health and causing substantial pollution, particularly in Thenia, Boumerdes province, where the wastewater treatment plant handles minimal incoming water volume. Consequently, there are plans to resize this plant.

This thesis outlines the design of a medium-load activated sludge wastewater treatment plant across two phases. By 2039, it aims to treat wastewater equivalent to 48154 population units. By 2054, the plant's capacity will expand to handle 60488 population units. The treated water will be utilized to irrigate 80, 28 hectares, with a specific maximum flow rate of 0.98l/s/ha

Keywords: Design, wastewater treatment plant and to irrigate

Table de matière.

Introduction générale	I
-----------------------------	---

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et leur procédé de traitement.

I.1 Introduction.....	1
I.2 Généralités sur les eaux usées.....	1
I.2.1 Origine des eaux usées	1
I.2.1.1 Les eaux usées domestiques.....	1
I.2.1.2 Les eaux usées industrielles	1
I.2.1.3 Les eaux de surface.....	1
I.2.1.4 Les eaux agricoles	2
I.2.2 Les différents types de pollution	2
I.2.2.1 Pollution organique.....	2
I.2.2.2 Pollution microbiologique	2
I.2.2.3 Pollution minérale	2
I.2.3 Les principaux paramètres de la pollution.....	2
I.2.3.1 Paramètres physiques.....	2
I.2.3.2 Les paramètres chimiques	3
I.2.3.3 Les nutriments	4
I.2.3.4 Métaux lourds.....	5
I.2.3.5 Les paramètres microbiologiques.....	5
I.2.4 L'importance du traitement des eaux usées	5
I.2.4.1 Protection de l'environnement.....	5
I.2.4.2 Santé publique mondiale.....	5
I.2.4.3 Gestion des ressources en eau	5
I.2.4.4 Conformité réglementaire	5
I.3 Filière de traitement des eaux usées	6
I.3.1 Prétraitement	6
I.3.1.1 Dégrillage.....	7
I.3.1.2 Dessablage	7
I.3.1.3 Déshuilage - dégraissage.....	7
I.3.1.4 Tamisage	8
I.3.1.5 Flottation	8
I.3.2 Traitement primaire	8
I.3.3 Traitements secondaires (traitement biologique)	8

I.3.3.1 Procédés extensifs	9
I.3.3.1.1 L'épandage	9
I.3.3.1.2 Le lagunage	9
I.3.3.1.3 Les avantages et les inconvénients des procédés extensifs.....	11
I.3.3.2 Procédés intensifs	11
I.3.3.2.1 Lit bactérien.....	11
I.3.3.2.2 Disque biologique.....	12
I.3.3.2.3 Boues activées	13
I.3.3.2.4 Les avantages et les inconvénients des procédés intensifs	16
I.3.4 Mécanisme de l'élimination de la pollution azotée.....	17
I.3.5 Clarificateur (Décanteur secondaire).....	18
I.3.6 Le traitement tertiaire	18
I.3.6.1 La chloration	18
I.3.6.2 L'ozonation	18
I.3.6.3 Les rayons ultraviolets (UV).....	18
I.3.6.5 La filtration sur sable	19
I.3.7 Procédé de traitement des boues	19
I.3.7.1 Epaississement	19
I.3.7.2 Déshydratation et conditionnement	19
I.3.7.4 Stabilisation et hygiénisation	20
I.4 Conclusion	20

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude.

II.1 Introduction	21
II.2 Situation géographique de la ville de Thenia	21
II.3 Sismicité de la région.....	22
II.4 Situation topographique	22
II.5 Situation géologique	23
II.6 Réseau hydrographique	24
II.7 Situation climatologique de la région	24
II.7.1 La température	24
II.7.2 La précipitation	26
II.7.3 L'insolation.....	27
II.7.4 La vitesse du vent.....	28
II.7.5 L'humidité relative	28
II.7.6 Représentation du diagramme de Gaussen.....	29

II.8 Synthèse climatique	30
II.8.1 Classification du climat selon l'indice d'aridité DE MARTONE :	30
II.8.2 Classification du climat selon le Diagramme d'EMBERGER.....	31
II.9 Classification des sols de la région étudiée	32
II.9.1 Les sols peu évolués.....	32
II.9.2 Les sols hydromorphes.....	32
II.9.3 les vertisols	32
II.10 Les caractéristiques pédologiques.....	33
II.10.1 La texture.....	33
II.10.2 La structure	33
II.11 Situation hydraulique	33
II.11.1 Alimentation en eau potable	33
II.11.2 Description du réseau d'assainissement de Thenia.....	33
II.12 Présentation de la station d'épuration de la ville de Thenia	34
II.12.1 Localisation de la station	34
II.12.2 Conception et réalisation	35
II.12.3 Définition de la pollution à traiter.....	35
II.12.4 Paramètre de pollution.....	35
II.13 Différents procédés de traitement des eaux usées à la station d'épuration de Thenia.....	35
II.13.1 Principe de traitement des eaux	35
II.13.1.1 Arrivée des eaux.....	36
II.13.1.2 Prétraitement	36
II.13.1.3 Traitement secondaire	36
II.13.1.4 Désinfection de l'eau traitée	37
II.13.2 Principe de traitement des boues.....	37
II.13.2.1 Epaissement des boues	37
II.13.2.2 Déshydratation mécanique des boues	37
II.13.2.3 Séchage des boues.....	37
III.14 Destination des eaux épurées et des boues.....	37
III.15 Conclusion.....	37

Chapitre III : Estimation des besoins et des charges polluantes.

III.1 Introduction	38
III.2 Estimation des débits	38
III.2.1 Besoins domestique	38
III.2.1.1 Evaluation de la population	38

III.2.2 Besoins des équipements.....	39
III.2.2.1 Equipements administratifs et de services.....	39
III.2.2.2 Equipements scolaires	39
III.2.2.3 Equipements sanitaires	40
III.2.2.4 Equipements culturels	40
III.2.2.5 Equipement commerciaux	40
III.2.3 Besoin total.....	40
III.2.4 Débit des eaux usées évacués	41
III.2.5 Débit moyen horaire.....	41
III.2.6 Débit moyen horaire diurne.....	41
III.2.7 Débit de pointe.....	41
III.2.7.1 Débit de temps sec	41
III.2.7.2 Débit de temps de pluie	42
III.3 Equivalent habitants.....	42
III.4 Estimation des charges polluantes	43
III.4.1 La biodégradabilité	43
III.4.2 Les charges polluantes	43
III.5 Caractéristiques des eaux usées de la ville de Thenia.....	44
III.6 Conclusion.....	45

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration.

IV.1 Introduction.....	46
IV.2 Dimensionnement des ouvrages de la STEP	47
IV.2.1 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement	47
IV.2.1.1 Dégrillage.....	47
IV.2.1.1.1 Cas du dégrilleur grossier.....	49
IV.2.1.1.2 Cas du dégrilleur fin.....	50
IV.2.1.2 Dessablage-déshuilage.....	52
IV.2.1.2.1 Dimensionnement de dessableur	52
IV.2.1.2.2 Dimensionnement de déshuileur	53
IV.2.1.2.3 Débit volumique d'air injecté dans l'ouvrage	54
IV.2.1.2.4 Quantité de matières éliminées par le dessableur-déshuileur.....	55
IV.2.2 Traitement primaire (physico-chimique)	56
IV.2.2.1 Dimensionnement de décanteur primaire.....	56
IV.2.2.2 Evaluation des charges éliminées par le décanteur primaire	57
IV.2.3 Traitement secondaire.....	59

IV.2.3.1 Détermination du rendement d'élimination	59
IV.2.3.2 Dimensionnement de bassin biologique	59
IV.2.3.3 Calcul des charger polluantes.....	60
IV.2.3.4 La masse et la concentration des boues dans le bassin	61
IV.2.3.5 Dimensionnement de bassin d'anaérobie.....	61
IV.2.3.6 Déphosphatation biologique :.....	62
IV.2.3.7 Dimensionnement de bassin d'anoxie :	62
IV.2.3.8 Dimensionnement de bassin d'aération	64
IV.2.3.9 Besoin en oxygène	64
IV.2.3.10 Détermination des caractéristiques de l'aérateur.....	65
IV.2.3.11 Bilan des boues.....	67
V.2.3.12 Dimensionnement de clarificateur (décanteur secondaire)	71
IV.2.4 Traitement tertiaire	72
IV.2.4.1 Désinfection par le filtre à sable	72
IV.2.4.2 Étude technico-économique des méthodes de désinfection proposées.....	72
IV.2.4.3 Désinfection par les lampes UV	74
IV.2.4.4 Dimensionnement de traitement tertiaire	74
IV.2.4.4.1 Dimensionnement de filtre à sable	74
IV.2.4.4.2 Dimensionnement de rétro-lavage	75
IV.2.4.4.3 Dimensionnement de système UV.....	78
IV.2.4.4.4 Détermination la dose UV requise.....	78
IV.2.5 Traitement des boues	79
IV.2.5.1 Dimensionnement de l'épaississeur.....	79
IV.2.5.2 Dimensionnement de stabilisateur aérobie.....	81
IV.2.5.3 Dimensionnement de lit de séchage	81
IV.3 Conclusion	83

Chapitre V : Calcul hydraulique.

V.1 Introduction	84
V.2 Déversoir d'orage	84
V.2.1 Définition d'un déversoir d'orage	84
V.2.2 Type des déversoirs.....	84
V.2.3 Choix du type de déversoir.....	85
V.2.4 Dimensionnement du déversoir d'orage	85
V.2.4.1 Calcul des débits	85
V.2.4.2 Détermination des dimensions du déversoir	85

V.3 Conduite de fuite	87
V.3.1 Définition d'une conduite de fuite	87
V.3.2 Dimensionnement de la conduite fuite	87
V.4 Conduite du By-pass	87
V.4.1 Dimensionnement de la conduite By-pass	87
V.5 Profil hydraulique	88
V.5.1 Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages	88
V.5.2 Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	89
V.5.3 Perte de charge, diamètre des conduites reliant les ouvrages de la STEP	89
V.5.4 Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages	91
V.6 Conclusion.....	92

Chapitre VI : Gestion et exploitation de la station.

VI.1 Introduction.....	94
VI.2 Les objectifs de la gestion de la STEP	94
VI.3 Gestion et entretien de la station	94
VI.3.1 Préparation de documents	94
VI.3.1.1 Documents d'ordre des opérations à effectuer	94
VI.3.1.2 Documents de contrôle	95
VI.3.2 Moyens et techniques d'exploitation de la station	95
VI.3.2.1 Moyens humains.....	95
VI.3.3 Mesures et contrôles à effectuer au niveau de la station d'épuration.....	95
VI.3.4 Contrôles et suivis effectués au niveau de la station d'épuration	96
VI.3.4.1 Contrôle de fonctionnement	96
VI.3.5 Dispositifs d'entretien des ouvrages.....	97
VI.3.5.1 Le dégrilleur	97
VI.3.5.2 Le dessableur-dégraisseur	97
VI.3.5.3 Le bassin d'anaérobie	97
VI.3.5.4 Le bassin d'anoxie.....	97
VI.3.5.5 Le bassin d'aération.....	97
VI.3.5.6 Le clarificateur.....	97
VI.3.5.7 La désinfection des eaux épurées	98
VI.3.5.8 L'épaississeur.....	98
VI.3.5.9 Dégisteur aérobie	98
VI.3.5.10 Lits de séchage.....	98
VI.4 Hygiène et sécurité	99

VI.5 Conclusion	99
-----------------------	----

Chapitre VII : La réutilisation des eaux usées épurées.

VII.1 Introduction.....	100
VII.2 Définition la réutilisation des eaux usées traitées (REUE).....	100
VII.3 Les principales voies de réutilisation	100
VII.4 Les avantages et les inconvénients de REUE	101
VII.5 Les domaines de réutilisation des eaux usées épurées REUT	101
VII.5.1 La production d'eau potable	101
VII.5.2 La REUT en milieu urbain.....	102
VII.5.3 La REUT en milieu industrie	102
VII.5.4 La REUT en milieu agricole	102
VII.6 Les diverses techniques d'irrigation avec les EUT.....	102
VII.6.1 Irrigation gravitaire.....	102
VII.6.2 Irrigation localisée	102
VII.6.3 Irrigation par aspersion	103
VII.6.4 Irrigation par goutte à goutte.....	103
VII.7 Choix du système d'irrigation.....	103
VII.8 Les risques associés à une réutilisation agricole des EUT	103
VII.8.1 Le risque microbiologique.....	103
VII.8.2 Un risque sanitaire	103
VII.8.3 Un risque chimique.....	103
VII.8.4 Un risque agronomique et environnemental	104
VII.8.5 Effets sur le sol.....	104
VII.9 Cadre réglementaire de la REUT dans le domaine agricole en Algérie.....	104
VII.10 Exigence et normes de qualité des eaux en irrigation algérienne	104
VII.10.1 Paramètres microbiologiques	105
VII.10.2 Paramètres physico-chimiques	106
VII.10.3 Les paramètres toxicologiques	106
VII.10.4 Les cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.....	107
VII.11 Choix des cultures irriguées.....	108
VII.11.1 Risque faible.....	108
VII.11.2 Risque moyen.....	108
VII.11.3 Risque élevé	108
VII.12 Réutilisation des eaux usées épurées de la station d'épuration de la ville de Thenia	109

VII.12.1 Discussion sur les résultats des analyses physiques, chimiques et toxiques à la sortie de la STEP de Thenia	109
VII.12.2 Homogénéisation de la série pluviométrique.....	112
VII.12.3 Étude statistique des précipitations	114
VII.12.4 Détermination de l'année de calcul	116
VII.12.5 Besoins en eau des cultures.....	116
VII.12.5.1 Détermination de l'évapotranspiration	117
VII.12.5.2 Calcul des pluies efficaces	119
VII.12.5.3 Le coefficient cultural K_c	119
VII.12.5.5 Calcul de débit d'irrigation	121
VII.12.6 Détermination de la superficie pouvant être irriguée grâce aux eaux épurées de la station de Thénia	122
VII.13 Conclusion	122
Conclusion générale	II

Liste des tableaux.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et leur procédé de traitement.

Tableau I.1 : La biodégradabilité des eaux usées.	4
Tableau I.2 : Vitesse de sédimentation de quelques matériaux.	7
Tableau I.3 : Les avantages et les inconvénients des procédés extensifs.	11
Tableau I.4 : Les avantages et les inconvénients des procédés intensifs.	16
Tableau I.4 : Les avantages et les inconvénients des procédés intensifs (suite).	17

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude.

Tableau II.1 : Moyennes mensuelles et moyenne interannuelle des Températures.	25
Tableau II.2 : Moyennes mensuelles et moyenne interannuelle des précipitations.	26
Tableau II.3 : Moyennes mensuelles et moyenne interannuelle de l'ensoleillement.	27
Tableau II.4 : Moyennes mensuelles et moyenne annuelle de la vitesse du vent.	28
Tableau II.5 : Moyennes mensuelles et moyenne annuelle de l'humidité relative.	29
Tableau II.6 : Les précipitations mensuelles et les températures moyennes mensuelles.	29
Tableau II.7 : Classification du climat selon l'aridité de DEMARTONE.	30
Tableau II.8 : Tableau des caractéristiques des stations de relevage.	34
Tableau II.9 : Paramètre de pollution.	35

Chapitre III : Estimation des besoins et des charges polluantes.

Tableau III.1: Consommation en eau de la ville de Thenia.	39
Tableau III.2 : Besoin d'équipements administratifs et de services.	39
Tableau III.3 : Besoin d'équipements scolaires.	39
Tableau III.4 : Besoin d'équipements sanitaire.	40
Tableau III.5 : Besoin d'équipements culturels.	40
Tableau III.6 : Besoin d'équipements commerciaux.	40
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des différents débits.	42
Tableau III.8 : Quantité des charges polluantes.	43
Tableau III.9 : Tableau représentant les concentrations des effluents et norme de rejets.	44

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration.

Tableau IV.1 : Résumé des principaux paramètres de dimensionnement.	46
Tableau IV.2 : Espacement et épaisseur des barreaux.	47
Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient β en fonction du type de barreaux.	48
Tableau IV.4 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier.	49

Tableau IV.5 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin.	50
Tableau IV.6 : Résultats définitifs du dimensionnement des dégrilleurs.	52
Tableau IV.7 : Les données de base de dimensionnement du dessableur-déshuileur.	52
Tableau IV.8 : Résultats définitifs du dimensionnement de dessableur-déshuileur.	56
Tableau IV.9 : Les données de base du dimensionnement de décanteur primaire.	57
Tableau IV.10 : Evaluation des charges éliminées par le décanteur primaire.	57
Tableau IV.11 : Résultats définitifs du dimensionnement de décanteur primaire.	58
Tableau IV.12 : valeurs de a' et b' en fonction du type de traitement par boues activées.	65
Tableau IV.13 : Les valeurs moyennes des paramètres am et b.	67
Tableau IV.14 : Résultats définitifs du dimensionnement de traitement biologique.	69
Tableau IV.15 : Les données de base de dimensionnement de clarificateur.	71
Tableau IV.16 : Résultats définitifs du dimensionnement de décanteur secondaire.	72
Tableau IV.17 : Comparaison entre deux méthodes de désinfection.	73
Tableau IV.18: Propriétés du lit de filtration.	75
Tableau IV.19 : Caractéristique des fluides du rétro-lavage.	75
Tableau IV.20 : Résultats définitifs du dimensionnement de filtre à sable.	77
Tableau IV.21 : Evaluation des charges éliminées par le filtre à sable.	78
Tableau IV.22 : Résultats définitifs du calcul de traitements des boues.	83

Chapitre V : Calcul hydraulique.

Tableau V.1 : Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages.	88
Tableau V.2 : Longueur de chaque tronçon.	89
Tableau V.3 : Les valeurs de K, m et β	90
Tableau V.4 : Résultats de calcul des pertes de charge des conduites reliant les ouvrages.	91
Tableau V.5 : Résultats de calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages.	92

Chapitre VI : Gestion et exploitation de la station.

Tableau VI.1 : Les rôles des personnels dans la STEP.	95
--	----

Chapitre VII : La réutilisation des eaux usées épurées.

Tableau VII.1: Les avantages et les inconvénients de REUE.	101
Tableau VII.2 : Les paramètres microbiologiques.	105
Tableau VII.3 : Les paramètres physico-chimiques.	106
Tableau VII.4 : Les paramètres toxiques.	106
Tableau VII.4 : Les paramètres toxiques (suite).	107
Tableau VII.5 : Liste des cultures adaptées à l'irrigation avec des eaux usées épurées.	107

Tableau VII.6 : Les résultats des analyses physiques ; chimiques et toxiques.	109
Tableau VII.7 : Homogénéisation de la série pluviométrique selon la méthode de Wilcoxon.	113
Tableau VII.8 : Données de l'échantillon d'étude.	114
Tableau VII.9 : Les résultats d'ajustement à la loi normale (Gauss).	115
Tableau VII. 10 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.....	116
Tableau VII.11 : Évapotranspiration potentielle journalière.	118
Tableau VII.12 : Les précipitations efficaces.	119
Tableau VII.13.1 : Les besoins en eau de la culture choisie (olivier).	121
Tableau VII.13.2 : Les besoins en eau de la culture choisie (agrume).....	121

Liste des Figures.

Chapitre I : Filière de traitement des eaux usées et leur procédé de traitement.

Figure I.1 : Différentes étapes du traitement des eaux usées.....	6
Figure I.2 : Schéma de prétraitement des eaux usées en tête de station d'épuration..	6
Figure I.3 : Schéma d'un procédé de coagulation- floculation.	8
Figure I.4 : L'épandage.....	9
Figure I.5 : Schéma de traitement par lagunage.....	10
Figure I.6 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.	12
Figure I.7 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un disque biologique	13
Figure I.8 : Schéma minimal d'un traitement par boues activées	13
Figure I.9 : Filière de boues activées avec bassin d'anoxie.....	15
Figure I.10 : Schéma d'une station d'épuration avec élimination biologique du phosphore	16
Figure I.11 : Procédé de dégradation biologique de l'azote.	17
Figure II.12 : Clarificateur.....	18

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude.

Figure II.1 : Situation géographique de la ville de Thenia.	21
Figure II.2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99/ version 2003).....	22
Figure II.3 : Principaux ensembles topographiques des Communes du centre de la Wilaya de Boumerdes. (Source : Direction des ressources en eau de Boumerdes).	23
Figure II.4 : Représentation graphique des températures maximale, minimale et moyenne.	25
Figure II.5 : Représentation graphique des précipitations moyennes mensuelles.	26
Figure II.6 : Représentation graphique des moyennes mensuelles de l'ensoleillement.	27
Figure II.7 : Représentation graphique des moyennes mensuelles des vitesses des vents.	28
Figure II.8 : Représentation graphique des moyennes mensuelles de l'humidité relative.	29
Figure II.9 : Représentation graphique du diagramme de Gaussen sous forme de courbes.	30
Figure II.10 : Diagramme d'Emberger.	32
Figure II.11 : Schéma représentant le système d'assainissement d'alimentation de la STEP de Thenia.	34

Chapitre V : Calcul hydraulique.

Figure VI.1 : Schéma de principe du déversoir d'orage.....	84
--	----

Chapitre VII : La réutilisation des eaux usées épurées.

Figure VII.1 : Schéma illustrant la réutilisation directe et indirecte des eaux usées épurées.	100
Figure VII.2 : Diagramme pour déterminer la qualité évaluée d'une eau d'irrigation à partir de son coefficient d'absorption du sodium (SAR) et de sa conductivité électrique (US Salinity Laboratory Staff, 1953).	111
Figure VII.3 : L'allure des points sur du papier à probabilité.	114

Liste des planches :

- Planche n°1 : Plan de masse de la station d'épuration de la ville de Thenia ;
- Planche n°2 : Les ouvrages de la station d'épuration de la ville de Thenia ;
- Planche n°3 : Profil hydraulique de la station d'épuration de la ville de Thenia ;
- Planche n°4 : Plan de projection du périmètre irrigué (Thenia Ouest).

Liste des abréviations.

- STEP : Station d'épuration ;
- DBO₅ : Demande biochimique en oxygène pendant 5 jours ;
- DCO : Demande chimique en oxygène ;
- MES : Matière en suspension ;
- MVS : Matière volatile en suspension ;
- MS : Matière sèche ;
- MM : Matière minérale ;
- MD : Matière décantable ;
- MND : Matière non décantable ;
- Cv : Charge volumique ;
- Cm : Charge massique ;
- ΔX_p : Boue primaire ;
- ΔX_s : Boue secondaire ;
- MO : Matières oxydables ;
- EB : Eau brute ;
- EE : Eau épuré ;
- REUT : Réutilisation des eaux usées traitées ;
- NTK : Azote Kjeldahl total ;
- NH₄⁺ : Azote ammoniac ;
- NO₂⁻ : Azote nitreux ;
- NO₃⁻ : Azote nitrique ;
- Pt : Phosphore total ;
- Q_{pts} : Débit de pointe à temps sec ;
- Q_{ptp} : Débit de pointe à temps pluvial.

Introduction générale

L'eau est une ressource précieuse indispensable à la vie, à l'agriculture, à l'industrie et à bien d'autres aspects de notre quotidien, fait face à une pénurie mondiale croissante, un défi majeur pour l'humanité. Cette pénurie, augmentée par la croissance démographique, l'urbanisation rapide, l'industrialisation et le changement climatique, réduit les ressources en eau douce disponibles. Les pratiques agricoles intensives et l'utilisation excessive de l'eau intensifient cette situation critique.

Pour répondre à cette crise, l'adoption de solutions innovantes telles que les systèmes d'épuration pour réutiliser les eaux non conventionnelles est cruciale. Ces systèmes traitent les eaux usées pour éliminer impuretés, contaminants et substances nocives, transformant ainsi ces eaux en une ressource précieuse pour divers usages. La réutilisation de ces eaux contribue à préserver les ressources en eau douce, à alléger la pression sur les sources existantes et à garantir un approvisionnement durable en eau.

En Algérie, 171 stations d'épuration des eaux usées ont été installées, ayant une capacité totale de 900 millions de m³/an. Ces infrastructures permettent de réutiliser l'eau traitée dans l'agriculture, secteur consommateur d'importantes quantités d'eau, tout en favorisant la préservation de l'eau et la réduction de la pollution.

Dans ce contexte, nous avons entrepris l'étude de la station d'épuration de Thenia wilaya de Boumerdes, mise en service en 2002 pour protéger l'Oued de Boufroune contre la pollution. Notre objectif est de redimensionner cette station afin de répondre aux besoins futurs de la ville jusqu'en 2054, d'améliorer son efficacité et de rendre l'eau traitée utilisable dans le secteur agricole. Pour cela, nous commencerons par présenter une synthèse bibliographique sur les eaux usées et leurs traitements, suivie d'une présentation de la zone d'étude. Ensuite, nous aborderons le dimensionnement de la station et ses aspects hydrauliques, puis nous analyserons la gestion de l'exploitation de la station. La réutilisation des eaux usées épurées sera également examinée, avant de conclure par les résultats obtenus dans cette étude.

Chapitre I :
Généralités sur les eaux
usées et leur procédé de
traitement.

I.1 Introduction

Les eaux usées représentent un enjeu crucial pour l'écosystème et la santé publique, provenant des activités domestiques, industrielles et agricoles, et contenant des substances potentiellement nuisibles.

Ce chapitre abordera leurs origines et les formes de pollution associées, soulignant l'importance de cette compréhension pour préserver la qualité de l'eau.

On détaillera également les étapes du traitement des eaux usées, de leur arrivée à la station d'épuration (STEP) jusqu'à leur sortie, en mettant particulièrement l'accent sur l'épuration biologique, notamment le procédé à boue activée, qui est essentiel dans notre station.

I.2 Généralités sur les eaux usées

Les eaux usées désignent le mélange de liquides et de matières transportés par l'eau en provenance des habitations résidentielles, des institutions publiques, des établissements commerciaux et industriels, potentiellement combinées avec les eaux souterraines, les eaux de surface et les précipitations. [1].

I.2.1 Origine des eaux usées

Les eaux usées proviennent des sources suivantes :

- Les eaux usées domestiques ;
- Les eaux usées industrielles ;
- Les eaux de surface ;
- Les eaux agricoles.

I.2.1.1 Les eaux usées domestiques

Les eaux usées domestiques proviennent des résidences, des bâtiments commerciaux et des établissements publics, incluant les eaux sanitaires et les eaux d'égout. Elles peuvent aussi contenir des effluents industriels lorsqu'ils se mélangent dans un réseau d'égouts urbain. [1].

I.2.1.2 Les eaux usées industrielles

Les eaux usées industrielles proviennent des activités de fabrication, du commerce, des mines et des forêts. Elles incluent les eaux d'écoulement et de lixiviation contenant des polluants liés au stockage et à la manipulation industrielles, ainsi que d'autres eaux usées non domestiques.

I.2.1.3 Les eaux de surface

Les eaux de surface proviennent du ruissellement des précipitations, de la fonte des neiges et du drainage urbain et industriel, formant ainsi des rivières, des lacs et d'autres étendues d'eau. [1].

I.2.1.4 Les eaux agricoles

L'agriculture pollue les eaux en raison des engrais et pesticides, contribuant à des pollutions diffuses et à l'augmentation des nitrates et phosphates dans les nappes phréatiques et les cours d'eau. [2].

I.2.2 Les différents types de pollution

L'accroissement de la population et le développement industriel rapide ont étendu les causes de la pollution. On distingue plusieurs types de pollution selon leur nature :

I.2.2.1 Pollution organique

La pollution des eaux résulte d'éléments organiques dans les eaux usées, comme les matières en suspension et les produits chimiques. Leur dégradation diminue l'oxygène dissous, affectant la vie aquatique et les écosystèmes.

I.2.2.2 Pollution microbiologique

La pollution microbiologique des eaux usées provient de micro-organismes pathogènes issus des excréments. Elle contamine les sources d'eau potable et d'irrigation, représentant un risque pour la santé publique, surtout lorsqu'elle est déversée dans l'environnement, augmentant la propagation de maladies.

I.2.2.3 Pollution minérale

La pollution minérale des eaux usées est causée par des niveaux excessifs de nitrates, phosphates, sulfates et chlorures, provenant de rejets industriels, de déchets agricoles et d'eaux de pluie traversant des zones contaminées.

I.2.3 Les principaux paramètres de la pollution

Il existe plusieurs paramètres de pollution notamment :

I.2.3.1 Paramètres physiques**a. La turbidité**

Est l'aspect brumeux ou nuageux de l'eau, provoqué par la matière particulaire en suspension.[1].

b. La couleur

La couleur des eaux usées est un indicateur visuel essentiel, liée au pH et à l'oxygène dissous, permettant d'évaluer si l'eau est fraîche ou septique. [1].

c. L'odeur

Au cours de la fermentation, les bactéries présentes dans les eaux usées produisent une odeur désagréable.

d. La température (°C ou °F)

La température de l'eau usée, qui varie selon la saison et le lieu, est un paramètre crucial influençant les processus biologiques dans les installations de traitement. [1].

e. La conductivité électrique (s'exprime en $\mu\text{S}/\text{cm}$)

La conductivité mesure la capacité de l'eau à conduire un courant électrique, liée au taux de matières solides dissoutes, et permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau. [2].

f. Les matières en suspension (MES)

Les matières en suspension, organiques et minérales, ne sont ni solubles ni colloïdales. Certaines, comme les colloïdes, ne sont pas décantables. Elles sont déterminées par filtration directe ou centrifugation. [3].

g. Les matières volatiles en suspension (MVS)

Les matières volatiles en suspension, représentant la fraction organique des MES, disparaissent à 525°C et représentent environ 70% des MES dans les effluents domestiques. [3].

h. La matière minérale en suspension (MMS)

La différence entre les MES et les MVS représente le résidu après calcination, comprenant des substances comme les sels, la silice et les poussières. [3].

i. Les matières décantables (MD) et non décantables (MND)

On distingue les fractions décantables en 2 heures à l'aide d'un cône d'IMHOFF ou d'une éprouvette spécifique. Les matières non décantables restent dans la phase liquide et sont traitées par des procédés biologiques ou chimiques. [3].

I.2.3.2 Les paramètres chimiques**a. Le potentiel d'hydraulique (PH)**

Le pH influence la croissance des micro-organismes, qui se développent dans une plage de 5 à 9, avec un optimum entre 6,5 et 8,5. Des pH extrêmes nuisent à leur survie. [2].

b. La demande biochimique en oxygène (DBO5)

La DBO5, ou demande biochimique en oxygène sur cinq jours, mesure l'oxygène requis par les micro-organismes pour dégrader la matière organique biodégradable dans l'eau usée à 20°C. Exprimée en mg/L, elle est le principal paramètre pour évaluer la pollution organique et la capacité de dégradation biologique. [3].

c. La demande chimique en oxygène (D.C.O)

La demande chimique en oxygène représente la quantité d'oxygène requise pour l'oxydation chimique des matières organiques présentes dans l'effluent. [3].

d. La biodégradabilité

Le rapport $\frac{DCO}{DBO_5}$ est utilisé comme index de biodégradabilité des eaux usées on distingue trois cas cités dans le tableau suivant : [2].

Tableau I.1 : La biodégradabilité des eaux usées.

DCO/DBO5	Caractéristiques de l'eau
$\frac{DCO}{DBO_5} < 2$	Facilement biodégradable donc on peut envisager un traitement biologique.
$2 < \frac{DCO}{DBO_5} < 3$	L'effluent devient biodégradable sous réserve de la mise en place d'un traitement adapté, incluant l'ajout de bactéries.
$\frac{DCO}{DBO_5} > 3$	Étant non biodégradable, un traitement physico-chimique est nécessaire.

e. Les matières oxydables (MO)

Les matières oxydables représentent une moyenne pondérée entre la DCO et la DBO5, mesurées après une décantation de 2h, suivant la formule : [1].

$$MO = \frac{(2DBO_5 + DCO)}{3} \dots\dots\dots (I.1)$$

f. Le carbone organique total (C.O.T)

Le carbone organique total (COT) est mesuré en brûlant les matières organiques à 950°C, produisant du dioxyde de carbone détecté par un analyseur infrarouge, proportionnel à la quantité de carbone organique. [2].

I.2.3.3 Les nutriments

Les nutriments présents dans les eaux usées sont principalement les suivants

a. Le phosphore total

Le phosphore total représente toutes les formes de phosphore, incluant le phosphore inorganique (sous forme de polyphosphates et d'orthophosphates) et le phosphore organique (composés comme les phospholipides et les esters). [1].

b. L'azote total

L'azote dans les eaux usées se présente sous quatre formes :

- L'azote organique se transforme en azote ammoniacal.
- L'azote ammoniacal (NH_4^+) est nitrifié par des bactéries.
- L'azote nitreux (NO_2^-) provient d'une oxydation incomplète de l'azote ammoniacal.
- L'azote nitrique (NO_3^-) est produit par nitrification et favorise l'eutrophisation.[2].

c. Les sulfates (SO₄⁻)

Ils évaluent le potentiel d'odeurs, notamment d'hydrogène sulfuré (H₂S), qui impacte le traitement des boues. [1]. **I.2.3.3**

I.2.3.4 Métaux lourds

Des éléments comme As, Cd, Ca, et autres sont testés pour évaluer la réutilisation des eaux usées et leur toxicité, les traces étant essentielles dans le traitement biologique. [1].

I.2.3.5 Les paramètres microbiologiques**a. Les coliformes fécaux**

Les coliformes, présentes dans l'intestin des animaux, indiquent la contamination fécale de l'eau et la possible présence d'organismes pathogènes, bien qu'elles ne soient pas pathogènes elles-mêmes. [1].

b. Les micro-organismes spécifiques

Les bactéries, protozoaires, helminthes et virus aux points de rejet signalent le degré de pollution des eaux usées, ces micro-organismes étant souvent pathogènes. [1].

I.2.4 L'importance du traitement des eaux usées

Le traitement des eaux usées revêt une importance cruciale pour plusieurs raisons :

I.2.4.1 Protection de l'environnement

Le traitement des eaux usées permet de réduire la pollution de l'eau, préservant ainsi les écosystèmes aquatiques et la biodiversité.

I.2.4.2 Santé publique mondiale

L'accès à l'eau potable est un défi mondial. Le traitement des eaux usées est crucial pour prévenir des maladies comme le choléra et la dysenterie, rendant l'eau plus sûre à boire.

I.2.4.3 Gestion des ressources en eau

Le recyclage des eaux usées traitées est essentiel face à la croissance démographique et industrielle, permettant d'économiser des ressources en eau douce.

I.2.4.4 Conformité réglementaire

De nombreuses réglementations exigent le traitement des eaux usées avant leur rejet dans l'environnement, assurant ainsi la conformité aux normes environnementales et sanitaires.

I.3 Filière de traitement des eaux usées

Le traitement des eaux usées se divise en cinq étapes principales :

- **Prétraitement** : Les eaux usées brutes subissent des opérations physiques ou mécaniques avant le traitement principal.
- **Traitement primaire** : élimination des matières en suspension (MES) par des méthodes physiques ou chimiques.
- **Traitement secondaire** : élimination des matières dissoutes, organiques et minérales.
- **Traitement tertiaire** : purification supplémentaire pour améliorer la qualité de l'eau avant rejet ou réutilisation.
- **Traitement des boues.** [5]

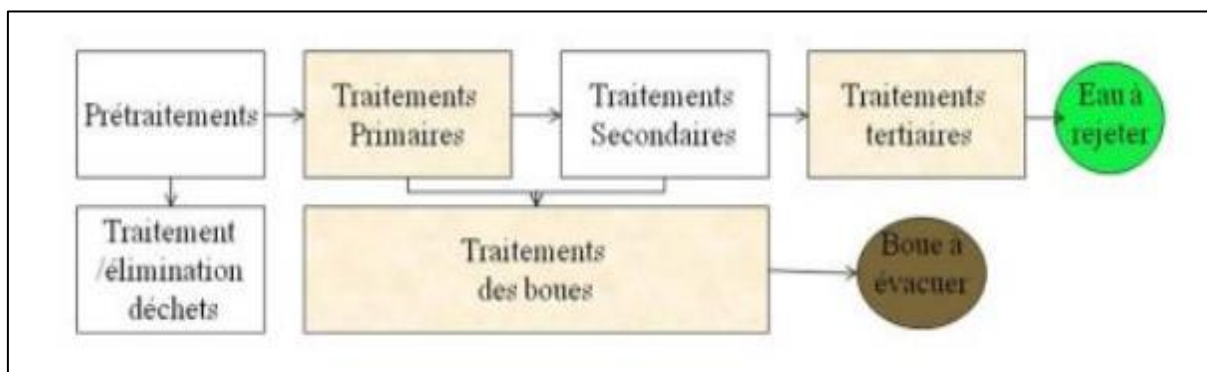


Figure I.1 : Différentes étapes du traitement des eaux usées.

I.3.1 Prétraitement

Les dispositifs de prétraitement, présents dans toutes les stations d'épuration, visent à éliminer les gros solides, les sables et les graisses pour éviter d'endommager les équipements et gêner les traitements suivants. [5].

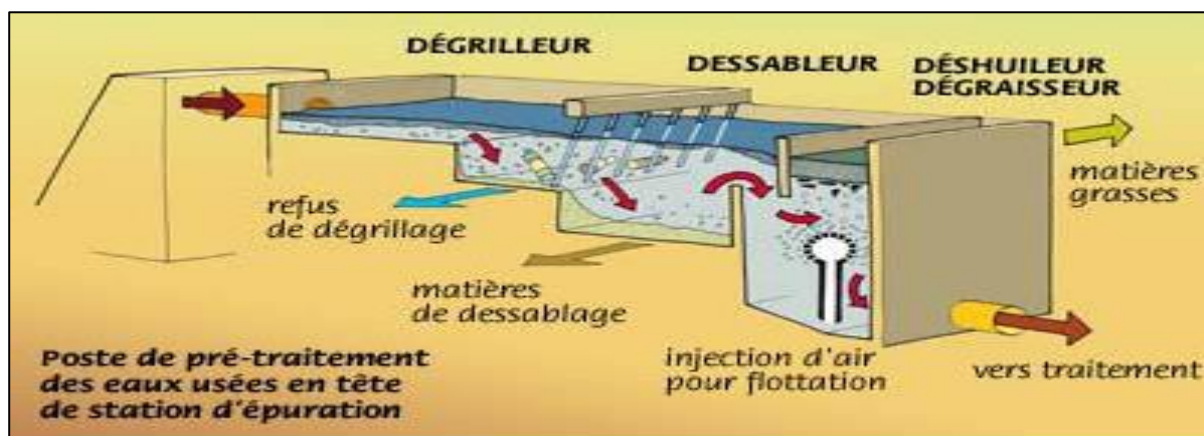


Figure I.2 : Schéma de prétraitement des eaux usées en tête de station d'épuration. [5].

I.3.1.1 Dégrillage

Le dégrillage consiste à faire passer les eaux usées à travers une grille pour retenir les gros déchets et protéger les installations. Trois types de grille sont utilisés selon la taille des débris : pré-dégrillage grossier (50 à 100 mm), dégrillage moyen (10 à 25 mm) et dégrillage fin (3 à 10 mm). [3].

L'élimination des matières retenues par les grilles peut être effectuée manuellement ou mécaniquement : [2].

a. Grilles manuelles

Inclinées de 60° à 80° et nécessitant un nettoyage quotidien, elles sont utilisées dans les petites installations avec un espacement minimum de 30 cm entre les barreaux.

b. Grilles mécaniques

Automatiques, elles sont destinées aux stations pour 2 000 habitants ou plus. Elles évitent le colmatage et se déclinent en deux types :

- **Grilles courbes** : pour des profondeurs de canal de 0,5 à 1,8 m.
- **Grilles droites** : pour des profondeurs de 2 à 3 m avec un espacement des barreaux de 40 à 60 mm.

I.3.1.2 Dessablage

Le dessableur piège les matières minérales de plus de 0,2 mm (gravier et sable) pour éviter les dépôts dans les conduites et protéger les équipements contre l'abrasion. L'eau circule dans une chambre de tranquillisation à une vitesse constante de 0,3 m/s, favorisant la décantation des particules minérales. [4] [6].

Tableau I.2 : Vitesse de sédimentation de quelques matériaux.

Particules	Diamètre (mm)	Vitesse de sédimentation (cm/s).
Sable	0.02-2	2-100
Argiles	0,002	0.005-0.04
Matières organiques	0.01-0.4	0.3-0.2

I.3.1.3 Déshuilage - dégraissage

Cette opération vise à éliminer les graisses et les huiles non émulsionnées par sédimentation physique en surface. Le dispositif est conçu pour des débits de 20 à 30 L/s, avec des temps de séjour courts de 3 à 5 minutes et une vitesse ascensionnelle de 15 m/s, assurant des rendements de 80 à 90%. [2].

I.3.1.4 Tamisage

Le tamisage est une forme avancée de dégrillage, utilise des toiles filtrantes (0,1 à 4 mm) pour récupérer les déchets recyclables, protéger les canalisations et pompes, et réduire les dépôts et la fermentation. [2].

I.3.1.5 Flottation

Cette méthode utilise des eaux préalablement floculées, où les flocs sont maintenus en surface grâce à des bulles d'air ou de gaz. Ces particules, moins denses que l'eau, remontent à la surface et sont éliminées par raclage automatique. [7].

I.3.2 Traitement primaire

La turbidité et la couleur de l'eau sont causées par des particules colloïdales en suspension. Pour les éliminer, on utilise la coagulation, qui déstabilise les particules via l'ajout de sels cationiques, et la floculation, qui les regroupe en flocons éliminés par décantation et filtration. Ces méthodes sont courantes dans les grandes stations d'épuration, notamment en zones touristiques.

Les rendements de ce traitement sont les suivants :

- 85 à 95% des matières décantables.
- 50 à 65% des matières en suspension.
- 25 à 40% de la D.B.O et de la D.C.O. [8].

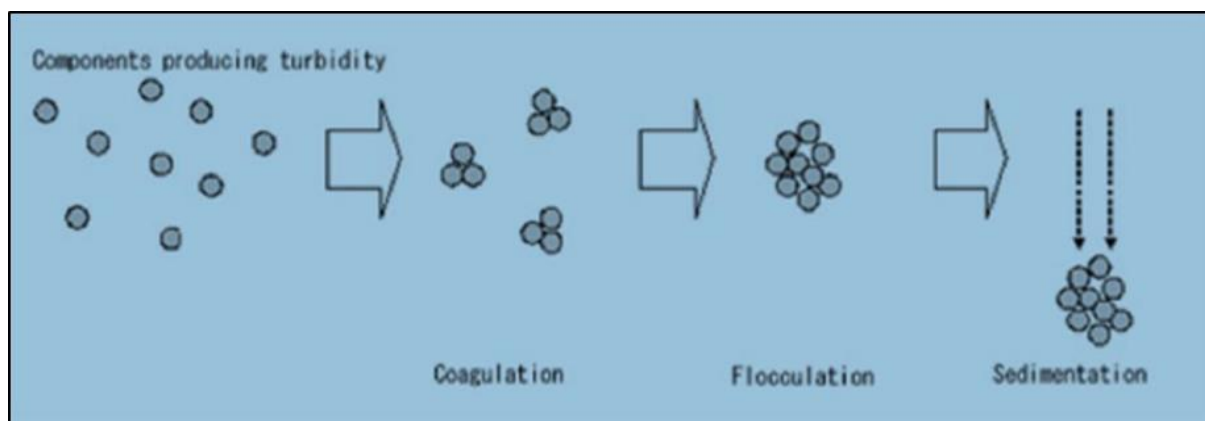


Figure I.3 : Schéma d'un procédé de coagulation- floculation.

I.3.3 Traitements secondaires (traitement biologique)

L'épuration biologique décompose la matière polluante biodégradable des eaux domestiques en matières en suspension récupérables, grâce à des micro-organismes. Elle peut se faire par voie aérobie (avec oxygène) ou anaérobie (sans oxygène). La digestion anaérobie, qui produit CO₂, méthane et biomasse, est utilisée pour les effluents industriels riches en carbone.

Le traitement des eaux domestiques se fait principalement en présence d'oxygène, favorisant la dégradation des impuretés par une biomasse épuratrice. [9].

On distingue les différents procédés biologiques d'épuration :

I.3.3.1 Procédés extensifs

Les techniques extensives imitent les écosystèmes naturels pour favoriser la dégradation des polluants et protéger les écosystèmes. Elles nécessitent de grandes surfaces avec de faibles charges polluantes, les rendant adaptées aux petites collectivités rurales et aux zones d'habitat dispersé. [10].

I.3.3.1.1 L'épandage

L'objectif est de recycler l'eau et les éléments fertilisants dans le sol pour permettre aux racines des plantes d'absorber les minéraux et favoriser la minéralisation de la matière organique. Il est essentiel que les effluents déversés ne contiennent pas une charge excessive de matière organique pour garantir une efficacité optimale. [7].



Figure I.4 : L'épandage.

I.3.3.1.2 Le lagunage

Le lagunage est une méthode d'épuration des eaux usées qui consiste à faire passer les effluents à travers une série de bassins pendant une longue période, utilisant les processus naturels d'autoépuration. Cette technique, adaptée aux régions ensoleillées, exploite la capacité épuratrice des plantes aquatiques comme les algues et les hélrophytes. Après une première décantation, les eaux usées traversent des bassins où les plantes et les micro-organismes filtrent les contaminants. Certaines lagunes alternent des conditions aérobies et anaérobies, ce qui favorise l'élimination des nutriments comme l'azote et le phosphore. [11].

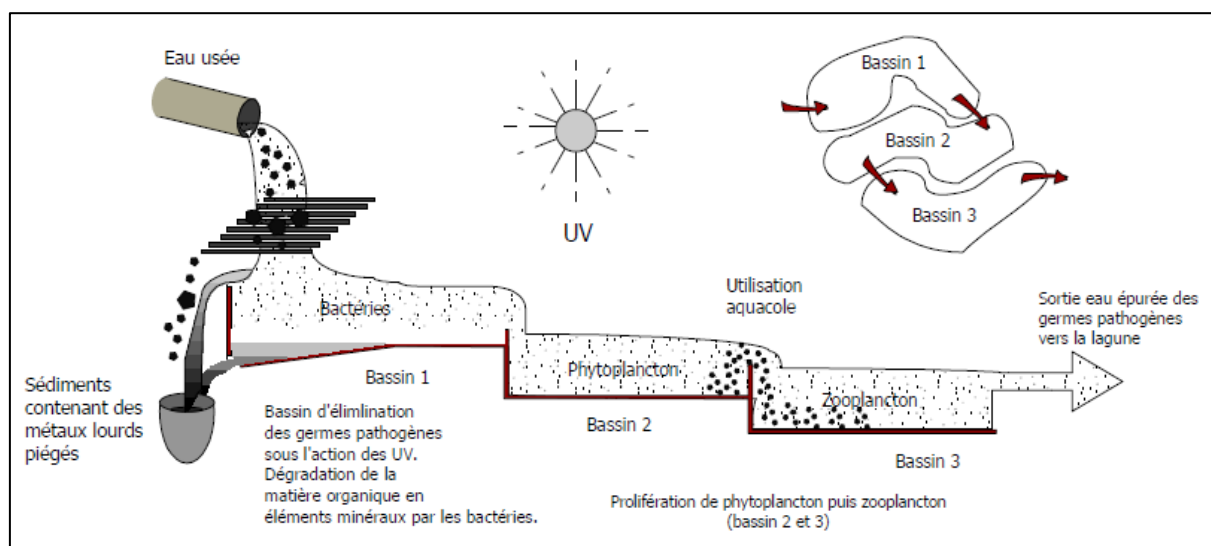


Figure I.5 : Schéma de traitement par lagunage. [12].

Les différents types de lagunages :

a. Le lagunage naturel

Les bassins de lagunage naturels, d'une profondeur de 1,2 à 1,5 m, exploitent l'énergie solaire pour traiter les eaux usées avec un rendement d'épuration de 90 % en environ un mois. Dimensionnés pour 50 kg DBO5 par hectare par jour (10 m² par habitant), ils sont moins efficaces dans les régions froides. La teneur en matières en suspension reste élevée (50 à 150 mg/l), et la DBO5 en sortie dépasse souvent 50 mg/l. [11].

b. Le lagunage aéré

Le lagunage aéré, qui ajoute de l'oxygène par aérateurs mécaniques, se situe entre le lagunage naturel et les traitements biologiques traditionnels. Il comprend deux types de lagunes : la lagune d'aération et la lagune de décantation. [12].

c. Le lagunage anaérobie

Ce type de lagunage prétraite des effluents concentrés avant une étape aérobie. Il utilise des lagunes couvertes pour gérer les gaz odorants, avec des temps de rétention prolongés, souvent supérieurs à 50 jours, et des bassins profonds de 5 à 6 mètres. [11].

I.3.3.1.3 Les avantages et les inconvénients des procédés extensifs**Tableau I.3 :** Les avantages et les inconvénients des procédés extensifs.

Procédés	Avantages	Inconvénients
« L'épandage »	<ul style="list-style-type: none"> - Permet de réduire la quantité d'agents fertilisant à employer par l'agriculteur. - Améliore les conditions de sol. [1]. 	<ul style="list-style-type: none"> - Problème d'odeur. - Contraintes agronomiques (adaptation aux pratiques régionales).
« Lagunage »	<ul style="list-style-type: none"> - Très bonne désinfection. - Bonne adaptation aux fortes variations de charge hydraulique. - Temps de séjour long (70 jours), assurant une très bonne élimination des pathogènes. - Bons abattements en phosphore et l'azote. [10]. 	<ul style="list-style-type: none"> - Risque d'odeurs et d'insectes : veiller à rester à distance par rapport aux habitations. - Surface importante et temps de séjour long. - Curage plus fréquent du cône de sédimentation (par pompage liquide). [10].

I.3.3.2 Procédés intensifs

Les techniques intensives, comme les boues activées et les disques biologiques, utilisent des bactéries aérobies pour traiter les effluents des grandes agglomérations, souvent en combinaison avec des procédés physico-chimiques. [10].

I.3.3.2.1 Lit bactérien

Le lit bactérien traite les eaux usées en les faisant ruisseler sur des matériaux poreux servant de support aux micro-organismes. L'aération, par ventilation naturelle ou forcée, fournit l'oxygène nécessaire aux bactéries aérobies en surface, tandis que les bactéries anaérobies se trouvent en profondeur. Les polluants et l'oxygène traversent le film biologique pour être dégradés, produisant des sous-produits évacués dans les fluides. Une décantation secondaire est nécessaire. La hauteur du lit varie de 1 à 3 mètres, ou de 6 à 12 mètres pour des matériaux plastiques. [13].

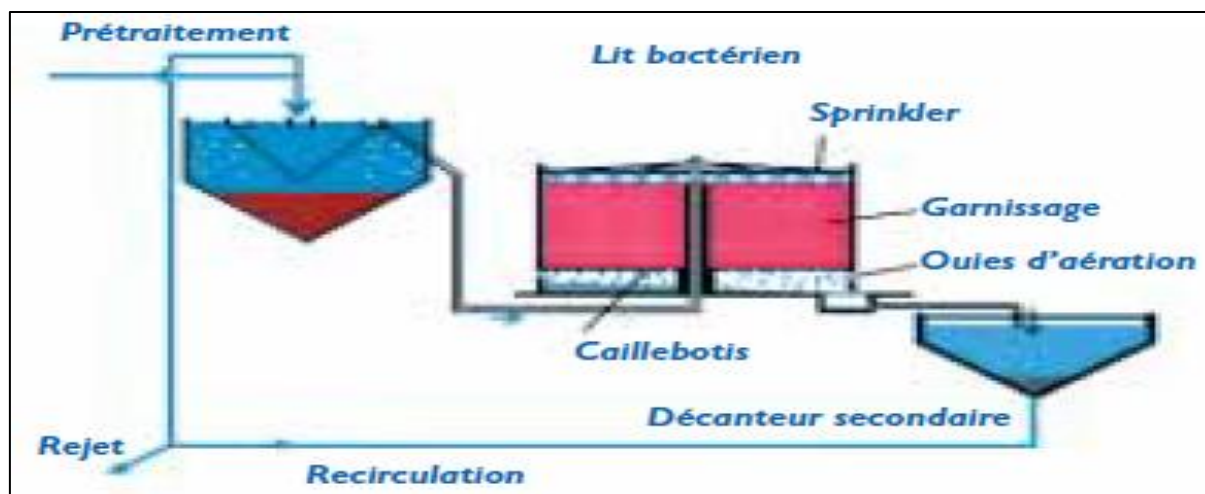


Figure I.6 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.

a. Classement des lits bactériens

Le classement des lits bactériens se fait également selon la charge appliquée :

- **Fonctionnement à "faible" charge**

Charge hydraulique de 1,5 à 4,5 m³/m²/jour et charge organique de 0,08 à 0,40 kg DBO₅/m³/jour, avec un rendement épuratoire moyen de 95 % et une élimination des germes entre 70 % et 95 %. Hauteur du lit : 1,5 à 2,5 m.

- **Fonctionnement à charge "Normale"**

Charge hydraulique de 4,5 à 25 m³/m²/jour et charge organique de 0,4 à 1 kg DBO₅/m³/jour. Rendement moyen : 66 % sans recyclage, 85 % avec recyclage. Hauteur du lit : 2 à 3 m.

- **Fonctionnement à "forte" charge**

Charge hydraulique de 20 à 100 m³/m²/jour et charge organique de 1 à 10 kg DBO₅/m³/jour, avec une réduction de la DBO₅ entre 50 % et 70 %. [11].

I.3.3.2.2 Disque biologique

Le disque biologique est un système de traitement biologique à pellicule fixe où des disques rotatifs en plastique permettent la croissance de micro-organismes. Les disques, partiellement immergés dans de l'eau décantée, tournent lentement (1 à 2 tours/min), absorbant alternativement le substrat et l'oxygène. Un biofilm se forme sur les disques, fabriqués en polystyrène, PVC ou polyéthylène, avec un diamètre de 2 à 3 mètres et une surface développée de 150 à 200 m²/m³. Leur rotation facilite l'épuration de l'eau, mais un prétraitement par décantation est nécessaire pour éviter l'accumulation de solides.

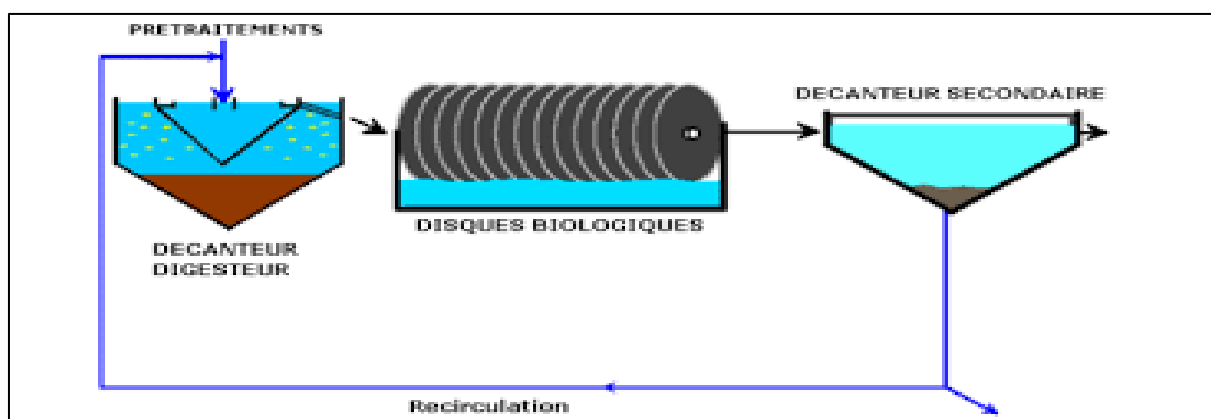


Figure I.7 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un disque biologique. [15].

I.3.3.2.3 Boues activées

Le procédé à boues activées, utilisé pour des populations de plus de 1000 équivalents habitants, consiste à aérer les eaux usées pour stimuler la croissance bactérienne et décomposer les matières organiques. Les micro-organismes forment des floccs, qui sont séparés par décantation. Une partie des boues est réintroduite dans le processus, tandis que l'excès est traité. Ce procédé repose sur un brassage et une oxygénation optimaux pour empêcher la décantation des floccs et soutenir la croissance microbienne.

Les stations de traitement par boues activées comprennent principalement :

- Bassin d'aération : expose les eaux à une population de bactéries épuratrices.
- Clarificateur : sépare l'eau épurée de la biomasse bactérienne concentrée.
- Système de recirculation : renvoie les boues biologiques du clarificateur vers le bassin de traitement.
- Dispositif d'extraction : évacue les excès de boues, c'est-à-dire la biomasse bactérienne excédentaire. [11].

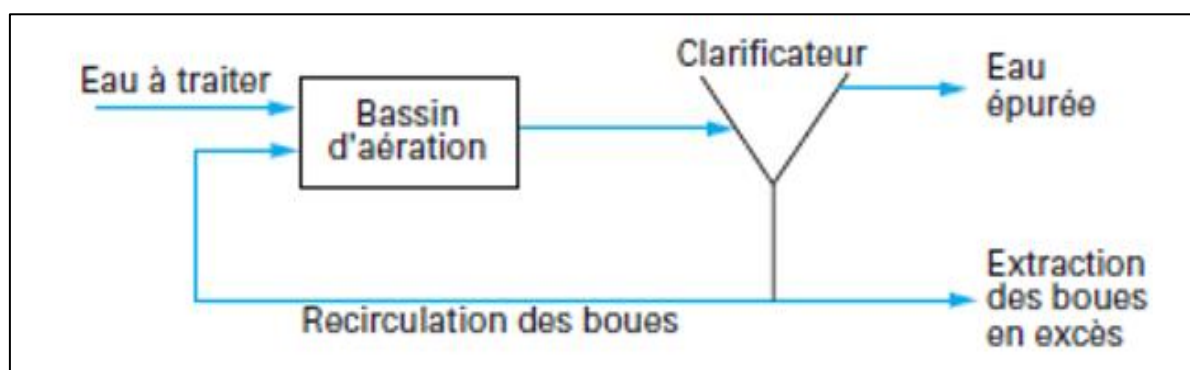


Figure I.8 : Schéma minimal d'un traitement par boues activées [9].

a. Classification des procédés à boues activées

Les procédés biologiques d'épuration sont classés selon le type de charge qui est fonction de la charge massique. On distingue quatre types de charge : la très faible charge (aussi appelée aération prolongée), la faible charge, la moyenne charge et la forte charge. [11].

Tableau I.4 : Classification des procédés à boues activées. [11].

Type de procédé	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge et très faible charge.
Cm (kg DBO5/kg MVS.j).	0.40 à 1.20	0.15 à 0.40	0.07 à 0.15 faible charge Cm < 0.07 très faible charge
Cv (kg DBO5/m3.j).	1.50 à 3	0.50 à 1.5	Cv < 0.40
Durée de rétention (heures).	1 à 2h	2 à 4h	12 h à plusieurs jours
Consommation d'oxygène (Kg/j).	0.30 à 0.50	0.50 à 1	1.50 à 2
Production de boues en Excès (Kg/j).	0.80	0.60	0.20
Pourcentage de recyclage (%).	Jusqu'à 300	50 à 100	10 à 50
Rendement d'épuration (%).	< 80%	80 à 90%	Plus de 90%

b. Choix du procédé d'épuration

Dans le processus de dimensionnement d'une station d'épuration, il est essentiel de sélectionner un procédé adéquat. Parmi ces procédés, on a :

- **Procédé à forte charge**

Le procédé à forte charge est destiné au traitement des effluents provenant de grandes collectivités.

- **Procédé à moyenne charge**

Le procédé à charge moyenne est aussi utilisé pour traiter les effluents des grandes collectivités.

- **Procédé à faible charge**

Ce procédé est employé principalement pour le traitement des effluents domestiques provenant de petites et moyennes collectivités.

c. Bassin d'aération

Les bassins d'aération dégradent la matière organique par des micro-organismes aérobies et sont essentiels au procédé des boues activées, facilitant aussi la nitrification et la dénitrification. [15].

d. Bassin d'anoxie

Il facilite la dénitrification, processus par lequel les nitrates formés dans le bassin d'aération sont transformés en azote gazeux grâce à une recirculation interne. Le temps de séjour moyen des eaux doit être maintenu entre 1 et 2 heures. [16].

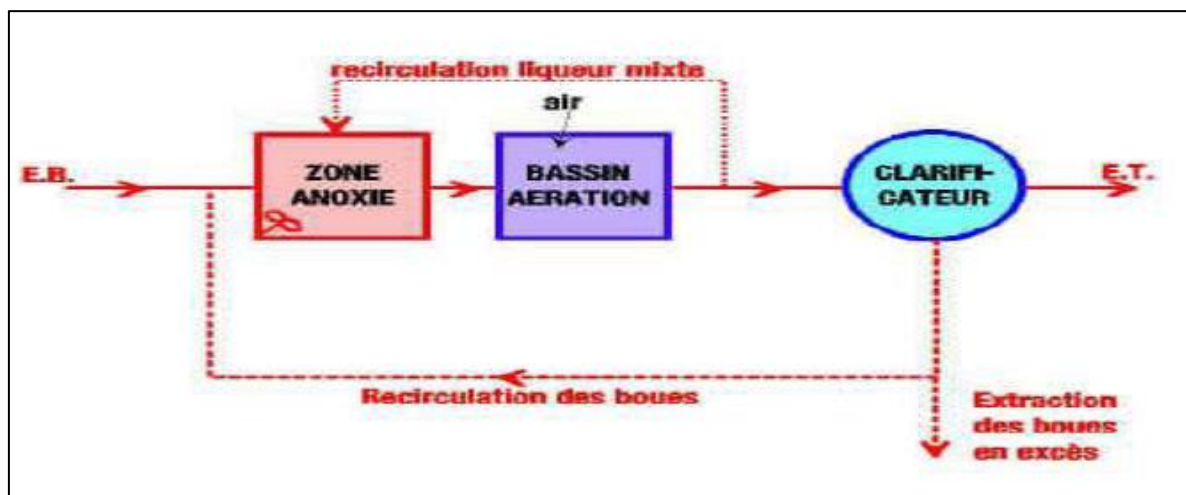


Figure I.9 : Filière de boues activées avec bassin d'anoxie.

e. Bassin anaérobie

Le processus d'élimination biologique du phosphore (EBPR) utilise des bactéries accumulatrices de polyphosphates (PAOs) pour capturer et stocker les phosphates des eaux usées. Il se divise en deux phases principales :

- **Phase anaérobie**

Dans le bassin anaérobie, les bactéries déphosphatantes (PAOs) libèrent les polyphosphates accumulés dans leurs cellules sous forme de phosphates dans l'eau. Pendant cette phase, elles absorbent des composés organiques solubles, tels que les acides gras volatils, et les stockent sous forme de PHA (polyhydroxyalcanoates) dans leurs cellules. [17].

• **Phase aérobie**

Dans le bassin d'aération, les bactéries déphosphatantes accumulatrices de polyphosphates (PAOs) utilisent les composés organiques stockés sous forme de PHA comme source d'énergie. Elles capturent à nouveau les phosphates dissous dans l'eau et les stockent sous forme de polyphosphates dans leurs cellules. Ce mécanisme permet d'éliminer une quantité significative de phosphore des eaux usées. [17].

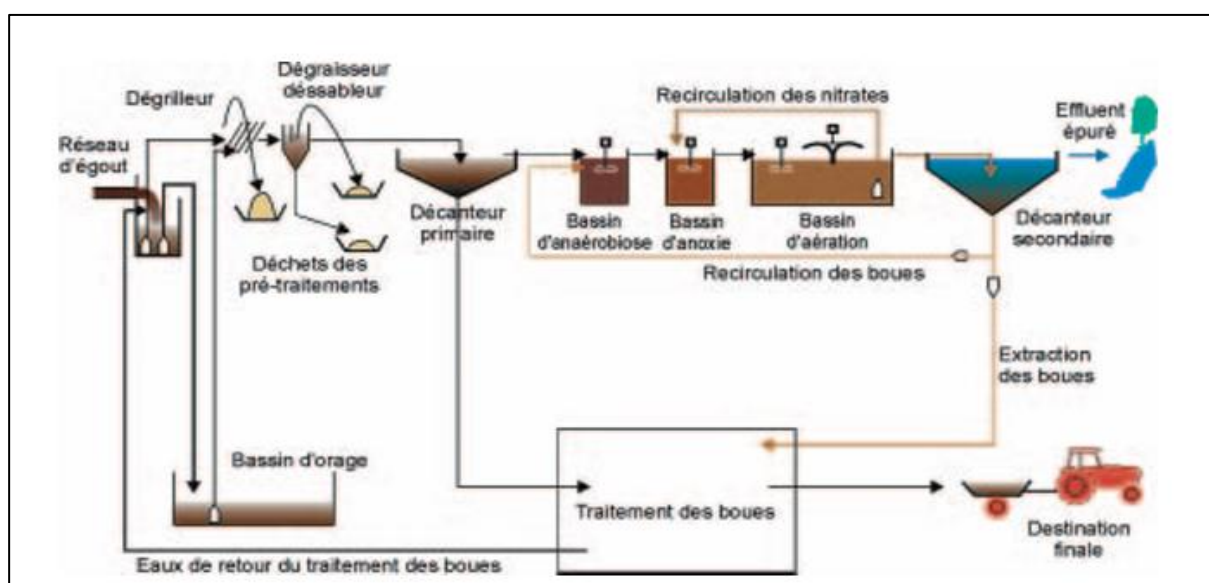


Figure I.10 : Schéma d'une station d'épuration avec élimination biologique du phosphore. [17].

I.3.3.2.4 Les avantages et les inconvénients des procédés intensifs

Tableau I.4 : Les avantages et les inconvénients des procédés intensifs.

Les procédés	Avantages	Inconvénients
« Lit bactérien »	<ul style="list-style-type: none"> - Optimisation de la consommation énergétique. - Fonctionnement simplifié, peu d'entretien et surveillance réduite. - Réduction de la sensibilité aux variations de charge et aux substances toxiques. - Principalement adaptés aux communautés de petite taille. 	<ul style="list-style-type: none"> - Risque de colmatage élevé. - Variation des rendements d'épuration, par une création de zones mortes et de chemins préférentiels. - Très sensible au gel, car il faut que le haut et le bas du lit soient bien ouverts afin de permettre une aération naturelle suffisante. [11].

Tableau I.4 : Les avantages et les inconvénients des procédés intensifs (suite).

<p>« Disque biologique »</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Procédé économique. - Facilité d'exploitation - La probabilité de colmatage est très faible. - Résistance notable aux pics de pollution. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le principal inconvénient de ces systèmes réside dans leur vulnérabilité au gel et aux conditions météorologiques extrêmes, nécessitant ainsi un local couvert et clos pour les protéger.
<p>« Boue activée »</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Adapté pour toute taille de collectivité (sauf pour les très petites). - Capacité exceptionnelle d'élimination de tous les paramètres de pollution (MES, DCO, DBO₅, azote ...). - Boues légèrement stabilisées. - Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles 	<ul style="list-style-type: none"> - Coûts d'investissement élevé. - Forte consommation énergétique. - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière - Sensible aux surcharges hydrauliques. - Contrôle parfois difficile de la décantabilité des boues. - Forte production des boues qu'il faut concentrer.

I.3.4 Mécanisme de l'élimination de la pollution azotée

La pollution azotée est éliminée biologiquement par la nitrification, qui nécessite de l'oxygène dissous (processus aérobie), et par la dénitrification, réalisée en absence d'oxygène (en condition anoxie). [11].

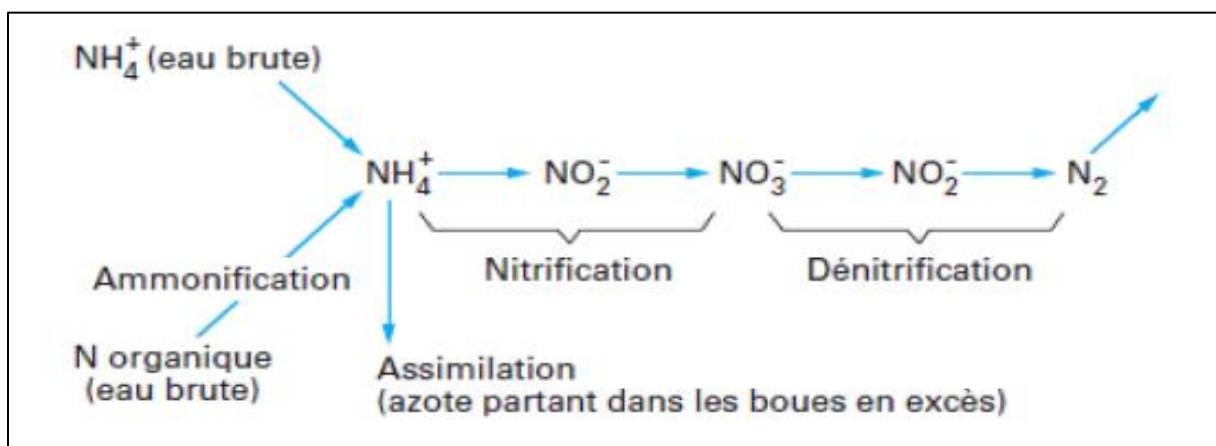


Figure I.11 : Procédé de dégradation biologique de l'azote.

I.3.5 Clarificateur (Décanteur secondaire)

Dans le processus biologique d'épuration, la clarification des effluents est cruciale. La décantation secondaire permet une séparation efficace de la biomasse et de l'eau traitée, tout en épaississant les boues biologiques. Cela influence directement le fonctionnement et l'efficacité du système.

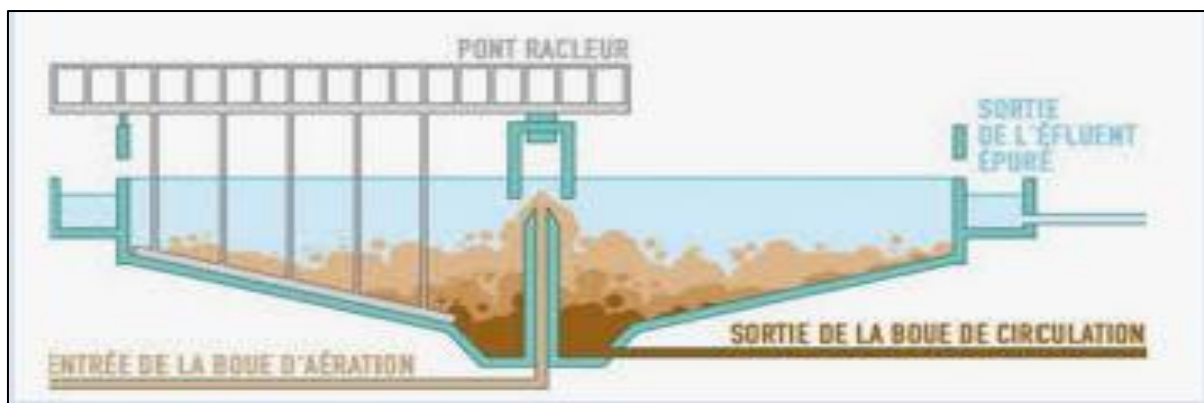


Figure II.12 : Clarificateur.

I.3.6 Le traitement tertiaire

Le traitement tertiaire englobe divers procédés visant à améliorer la qualité de l'eau rejetée ou à la rendre apte à la réutilisation. La désinfection, qui vise à éliminer durablement les agents pathogènes, peut être réalisée par différentes méthodes, notamment :

I.3.6.1 La chloration

La chloration, la méthode la plus ancienne de désinfection des eaux usées, utilise du chlore sous différentes formes (gazeux, hypochlorite de sodium, bioxyde de chlore) pour éliminer les pathogènes, même à faible dose. Bien que simple et peu coûteuse, elle peut être toxique pour la faune et la flore aquatiques à cause du chlore résiduel. [18].

I.3.6.2 L'ozonation

L'ozone désinfecte l'eau en oxydant les microorganismes tels que les bactéries, virus et coliformes. C'est un désinfectant très puissant. L'ozone (O₃) est instable et, après avoir agi sur les bactéries, il retourne naturellement à sa forme originelle, le dioxygène (O₂). [18].

I.3.6.3 Les rayons ultraviolets (UV)

Le traitement par rayons UV est une méthode courante de désinfection de l'eau, utilisant des lampes à mercure qui émettent des UV. Ces rayons éliminent bactéries, virus, et même les formes résistantes comme les spores et les kystes. [18].

I.3.6.4 Le charbon actif

Le charbon actif est un procédé d'adsorption utilisé dans les stations d'épuration pour éliminer

des polluants et contaminants de l'eau, tels que les composés organiques persistants et les substances toxiques.

I.3.6.5 La filtration sur sable

La filtration sur sable est un procédé de traitement des eaux où l'eau passe à travers une couche de sable. Précédée par la coagulation-floculation et la décantation, elle permet d'éliminer efficacement les bactéries, la couleur, la turbidité et certains goûts et odeurs, améliorant ainsi la qualité de l'eau.

I.3.7 Procédé de traitement des boues

Les boues issues des filières de traitement des eaux contiennent environ 95-99 % d'eau, qui se divise en eau libre, facilement éliminable par déshydratation mécanique, et eau liée, qui nécessite un séchage thermique à plus de 105°C.

Le traitement des boues vise à réduire leur teneur en eau et leur charge polluante afin de les préparer à une valorisation ou une élimination. [8].

Il existe quatre principales techniques de traitement des boues :

I.3.7.1 Épaississement

L'épaississement est la première étape du traitement des boues, visant à réduire leur volume avec peu d'énergie et à préparer les boues pour les traitements ultérieurs, atteignant jusqu'à 10 % de siccité. L'eau récupérée doit être recyclée en début de station. Plusieurs méthodes d'épaississement existent, notamment :

- **Épaississement gravitaire (décantation)** : largement utilisée dans les grandes stations (10 000-100 000 EH), cette technique est économique et facile à mettre en œuvre, bien qu'elle ait une faible performance sur les boues biologiques.
- **Épaississement dynamique** : inclut des méthodes comme la flottation, la centrifugation et le drainage. [8].

I.3.7.2 Déshydratation et conditionnement

La déshydratation est la seconde étape pour réduire le volume des boues épaissies ou stabilisées, visant à augmenter leur siccité (généralement entre 20 et 30 % selon le type de boues). Les techniques de déshydratation mécanique comprennent :

- **Filtres presses** : Filtre à plateaux, filtre à plateaux membranes, filtre à bande, presse à vis.
- **Centrifugeuse.**

I.3.7.3 Séchage des boues

Le séchage est une opération unitaire du traitement des boues consistant à évaporer de l'eau libre et liée. Plusieurs techniques de séchage sont envisageables :

- **Lit de séchage** : Séchage solaire/ Lit de sable /Lagune de séchage /Lit planté des macrophytes.
- **Séchage thermique** : Séchage direct /Séchage indirect. [19].

Le séchage thermique vient obligatoirement après une étape de déshydratation mécanique.

I.3.7.4 Stabilisation et hygiénisation

La stabilisation et l'hygiénisation des boues déshydratées sont regroupées pour minimiser les nuisances biologiques. La stabilisation vise à ralentir la dégradation biologique, notamment la fermentation, tandis que l'hygiénisation réduit la présence d'agents pathogènes pour éviter la contamination lors de l'utilisation des boues dans les écosystèmes. [19].

I.4 Conclusion

Les eaux usées constituent une menace pour la santé humaine et l'environnement, notamment en raison des polluants qu'elles renferment, tels que les matières organiques, les nutriments, les métaux lourds, les produits chimiques nocifs et les agents pathogènes. Comprendre ces contaminants est essentiel pour sélectionner le procédé d'épuration adéquat et respecter les normes de rejet.

Ce chapitre a présenté les systèmes d'épuration destinés à éliminer ou réduire ces polluants à travers des traitements physiques, chimiques et biologiques, tout en soulignant l'importance de considérer les réglementations environnementales, les contraintes financières et les caractéristiques du site lors du choix d'un traitement biologique.

Chapitre II :
Présentation de la zone
d'étude.

II.1 Introduction

Une connaissance approfondie de la zone d'étude est essentielle pour déterminer les principaux facteurs influençant le traitement des eaux usées.

Dans ce chapitre, nous allons présenter la situation géographique de la ville de Thenia, notre zone d'étude. Il est crucial de saisir les divers aspects de cette région du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, hydraulique et démographique.

II.2 Situation géographique de la ville de Thenia

Thenia, une commune au nord de la Wilaya de Boumerdes, est le chef-lieu de la daïra du même nom, comprenant quatre communes : Thenia, Souk El Had, Beni Amrane et Ammal.

Couvrant 42,3 km², elle se situe à une distance de 50 km d'Alger et de Tizi-Ouzou, et à seulement 10 km de Boumerdes. Sa position stratégique en fait un carrefour essentiel entre la Mitidja, la Kabylie, et Constantine.

Thenia est bordée au nord par la Mer Méditerranée, à l'est par les communes de Si Mustapha et Zemmouri, au sud par Souk el Had et Beni Amrane, et à l'ouest par Tidjelabine et Boumerdes.

Thenia bénéficie d'une accessibilité renforcée grâce à plusieurs routes nationales qui la traversent. Ces axes comprennent la *RN5*, la *RN12* et la *RN24*, facilitant ainsi les déplacements et renforçant sa connectivité régionale.

Les coordonnées géographiques de Thénia sont situées à une latitude de $36^{\circ} 43' 40''$ Nord et une longitude de $3^{\circ} 33' 14''$ Est.



Figure II.1 : Situation géographique de la ville de Thenia. (Source : Google Earth).

II.3 Sismicité de la région

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 - Version 2003) établies par le ministère de l'habitat et de la construction en Algérie, le territoire est divisé en quatre zones sismiques, qui sont les suivantes :

- Zone 0- Sismicité négligeable
- Zone I- Faible sismicité.
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne.
- Zone III - Forte sismicité.

D'après la carte de zonage sismique de l'Algérie et le tableau de classification sismique des wilayas et communes d'Algérie la commune de Thenia est classée sous la zone III de sismicité forte.

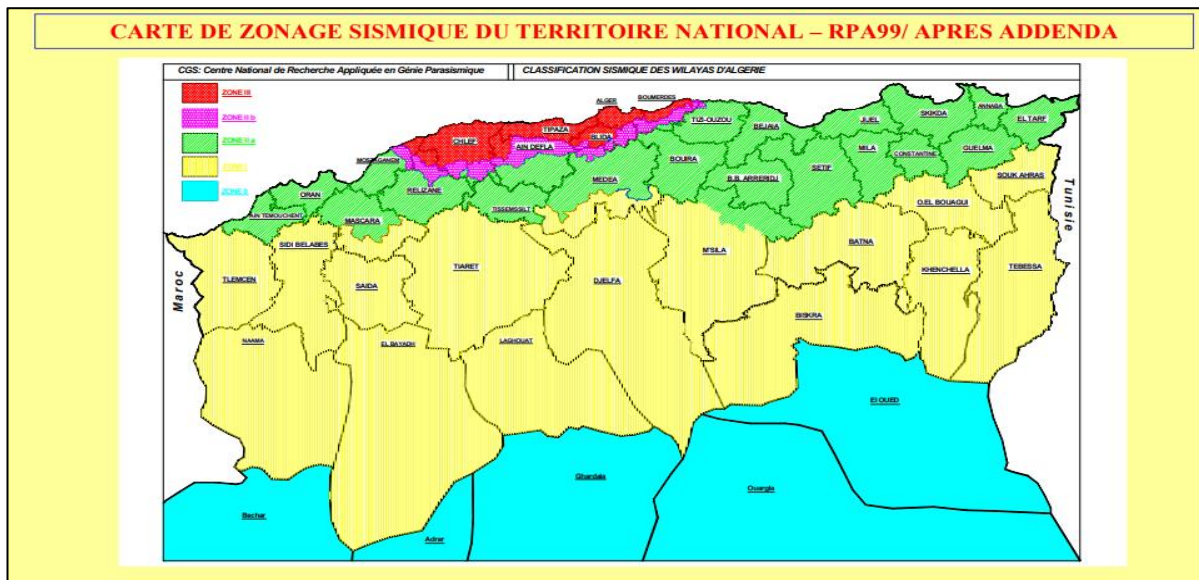


Figure II.2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99/ version 2003).

II.4 Situation topographique

L'altitude de la ville de Thenia varie entre 200 et 400 m (voir figure III.3), avec une altitude minimale de 200 m et une altitude maximale de 400 m, ce qui indique que la région de Thenia présente un terrain accidenté avec des dénivelés importants.

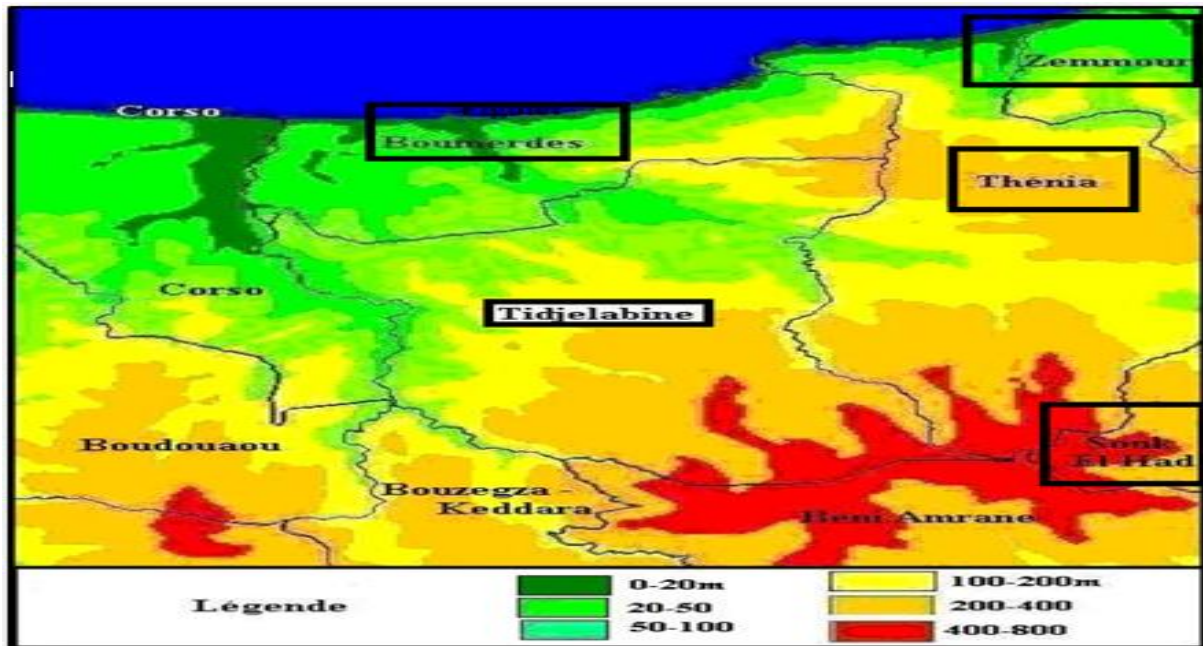


Figure II.3 : Principaux ensembles topographiques des Communes du centre de la Wilaya de Boumerdes. (Source : Direction des ressources en eau de Boumerdes).

II.5 Situation géologique

Dans la région de la wilaya de Boumerdes, le réseau de failles est complexe et dispersé. Parmi les failles les plus connues se trouve la faille de Thénia, décrite en 1905 par E. Ficheur, professeur de géologie, dans son étude intitulée « Esquisse agro-géologique du territoire de Ménerville ».

La faille de Thénia, aussi appelée l'accident de Thénia, est une faille verticale de type décrochant, orientée Nord-Ouest/Sud-Est avec une direction de $N75^{\circ}W$ dans sa partie nord.

Elle présente les caractéristiques suivantes :

- Elle est située à la périphérie nord-est du bassin de la Mitidja.
- Elle s'étend sur 140 km, des Issers au sud-est jusqu'à quelques kilomètres en Méditerranée au nord du massif de Bouzarah, en direction nord-ouest.
- Les recherches menées par Boudiaf et al. (1998) indiquent que le séisme historique de 1365 pourrait s'être déclenché à l'extrémité nord-ouest de cette faille.

II.6 Réseau hydrographique

La commune de Thenia est traversée par plusieurs oueds, dont les plus importants sont :

- Oued ARABIA : il débute du côté est de la ville, là où il prend naissance à côté du lycée de la ville à partir de la conjonction d'oued Rhoura et oued Bou- Chala.
- Oued LAHDJEL (MERCHICHA) : il débute du côté ouest de la commune et il traverse l'autoroute au niveau de Hai Louz, il achemine vers oued Boufroune ensuite vers la Mer.
- Oued TRIBOU : Débute du côté sud du chef-lieu, il traverse la cité Tribou et se prolonge sous les habitations par un OVOID de diamètre 600 mm, qui traverse toute la ville jusqu'à la voie ferrée, il est raccordé au réseau d'assainissement de la ville.
- Oued MEHRANE : Débute du côté sud de la commune de Thenia, en traversant la voie ferrée, la *RN 05*, il achemine vers oued Boufroune.
- Oued ZAATRA : Débute du côté ouest de la commune, il fait la limite Thenia- Si Mustapha, il traverse la *RN 05* et la voie ferrée et il déverse dans l'oued Arabia.
- Oued RHOURA : Prend naissance du côté sud de la ville, il traverse la voie ferrée et il achemine vers oued Arabia.
- Oued SABLIERE : Prend naissance à partir de la zone d'extraction des tufs au nord de la ville, il traverse l'autoroute. C'est la source des inondations de la cité sablière et l'ex-S.A.P.
- Oued HOPITAL : Prend naissance du côté nord de la ZAD, son cour d'eau traverse l'hôpital de la ville où il est raccordé à un ancien OVOID qui déverse sur la voie ferrée.

II.7 Situation climatologique de la région

Les paramètres climatiques sont essentiels à notre étude et à la présentation de la zone. Ces paramètres sont relevés de site <https://weatherspark.com>.

Les principaux paramètres météorologiques se présentent comme suit :

II.7.1 La température

Les températures moyennes mensuelles et la moyenne interannuelle, sont illustrées dans le tableau ci-dessous durant la période (2016/2024) :

Tableau II.1 : Moyennes mensuelles et moyenne interannuelle des Températures.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moy Inter Annuelle
T.max	28	24	19	16	15	16	18	20	23	27	30	30	22.17
T.moy	22.5	19	14	12.5	10	10.5	12.5	14.5	17.5	21.5	24.5	24.5	16.96
T.min	17	14	9	6	5	5	7	9	12	16	19	19	11.50

(Source : Site internet <https://weatherspark.com> ; (2016/2024)).

La représentation graphique des températures ; est illustrée dans la figure ; ci-après, sous forme des courbes.

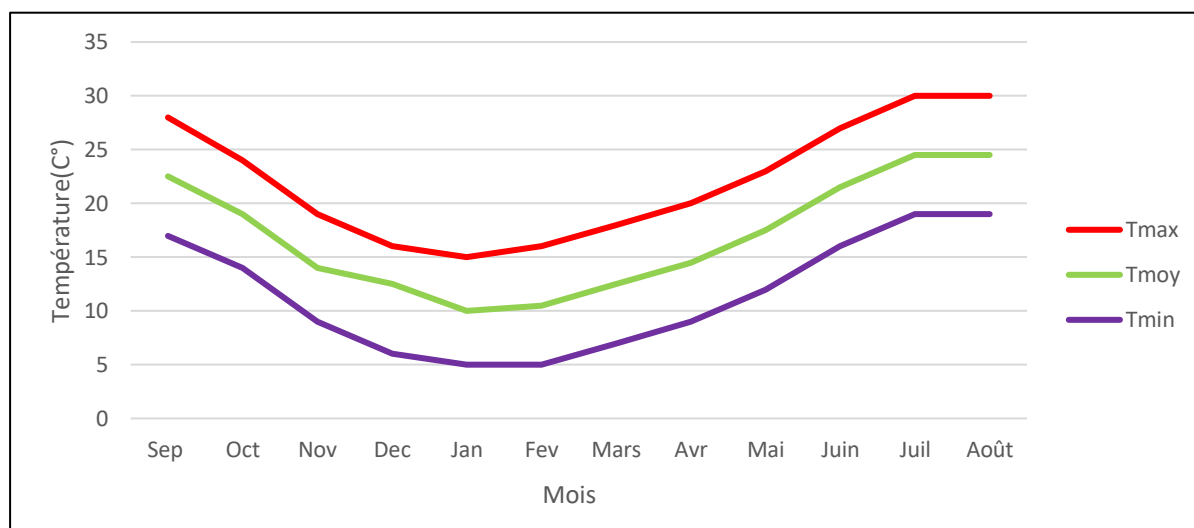


Figure II.4 : Représentation graphique des températures maximale, minimale et moyenne.

D'après le tableau et le graphique ci-dessus on remarque que la ville de Thenia est caractérisée par un climat modéré, du point de vue températures, elle permet d'apporter les interprétations suivantes :

- La période estivale très chaude s'étend sur 3,0 mois, où la température maximale quotidienne moyenne dépasse les 28 °C. Le mois le plus chaud de l'année à Thenia est août, avec une température moyenne maximale de 30 °C et minimale de 19 °C.
- La période hivernale fraîche s'étend sur 4,0 mois, où la température maximale quotidienne moyenne est inférieure à 18 °C. Le mois le plus froid de l'année à Thenia est janvier, avec une température moyenne minimale de 5 °C et maximale de 15 °C.

II.7.2 La précipitation

Les précipitations moyennes mensuelles et la moyenne interannuelle sont illustrées dans le tableau ci-après durant la période (2016/2024) :

Tableau II.2 : Moyennes mensuelles et moyenne interannuelle des précipitations.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moy inter Annuelle
Précipitation (mm)	23,8	39,9	63,3	70,2	62,8	58,3	45,2	41,2	30,5	9,0	2,6	6,9	453,7

(Source : Site internet <https://weatherspark.com> ; (2016/2024)).

La représentation graphique des précipitations moyennes mensuelles, ci-après, sous forme d'histogrammes.

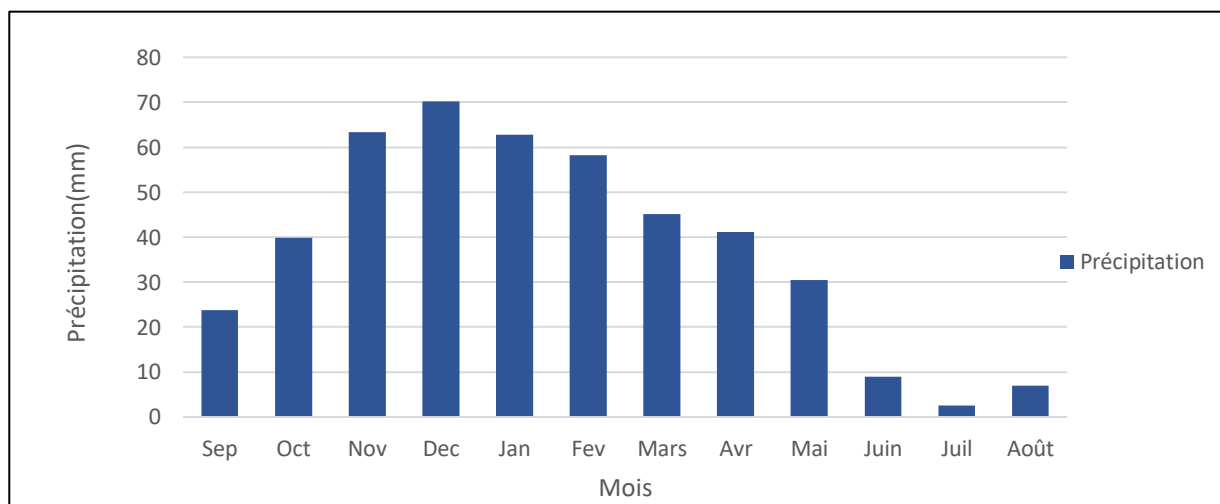


Figure II.5 : Représentation graphique des précipitations moyennes mensuelles.

L'histogramme illustre clairement la distinction de quatre saisons bien définies et permet d'apporter les interprétations suivantes :

- Une saison hivernale caractérisée par des précipitations abondantes, s'étendant sur les mois de novembre, décembre et janvier, avec un pic de précipitations atteignant 70,2 mm en décembre.
- Un printemps modéré et moins pluvieux, couvrant les mois de février, mars et avril.
- Un automne également moins pluvieux, couvrant les mois de mai, septembre et octobre.
- Un été pratiquement sec, englobant les mois de juin, juillet et août, avec un minimum de précipitations atteignant 2,6 mm en juillet.

II.7.3 L'insolation

Les Moyennes mensuelles et la moyenne annuelle de l'ensoleillement, sont illustrées dans le tableau ci-dessous durant la période (2016/2024) :

Tableau II.3 : Moyennes mensuelles et moyenne interannuelle de l'ensoleillement.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moy Inter Annuelle
Insolation (h/j)	12.4	11.2	10.2	9.7	10	10.9	12	13.2	14.1	14.6	14.4	13.5	11

(Source : Site internet <https://weatherspark.com> ; (2016/2024)).

La représentation graphique des moyennes mensuelles de l'ensoleillement, est représentée dans la figure, ci-après, sous forme d'histogrammes :

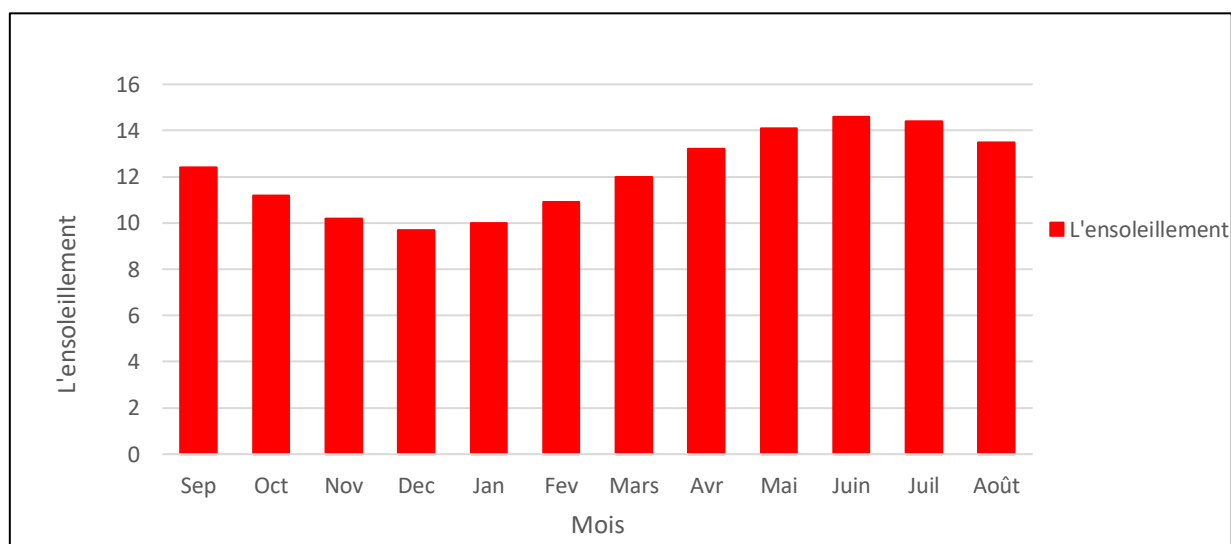


Figure II.6 : Représentation graphique des moyennes mensuelles de l'ensoleillement.

D'après le tableau ci-dessus et l'histogramme, on remarque que l'ensoleillement atteint :

- Le maximum au mois de Juin (14.6 h/j)
- Le minimum au mois de Décembre (9.7 h/j).
- Et l'insolation moyenne annuelle est de (11 h/j).

En fin, il y a lieu de noter, que le nombre de jours de maximum d'insolations sont relevés en été, durant les Mois de Juin, Juillet et Août. Quant aux minimums, ils sont enregistrés en Hivers, durant les Mois de, Décembre, Janvier et Février.

II.7.4 La vitesse du vent

Les Moyennes mensuelles et la moyenne annuelle de la vitesse des vents, sont illustrées dans le tableau ci-dessous durant la période de (2016/2024) :

Tableau II.4 : Moyennes mensuelles et moyenne annuelle de la vitesse du vent.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moyenne Inter annuelle
Vitesse du vent (m/s)	3.44	3.67	4.19	4.38	4.36	4.28	3.97	3.83	3.74	3.33	3.42	3.36	3.83

(Source : Site internet <https://weatherspark.com> ; (2016/2024)).

La représentation graphique des moyennes mensuelles et moyenne annuelle de la vitesse du vent, est représentée dans la figure, ci-après, sous forme d'histogrammes :

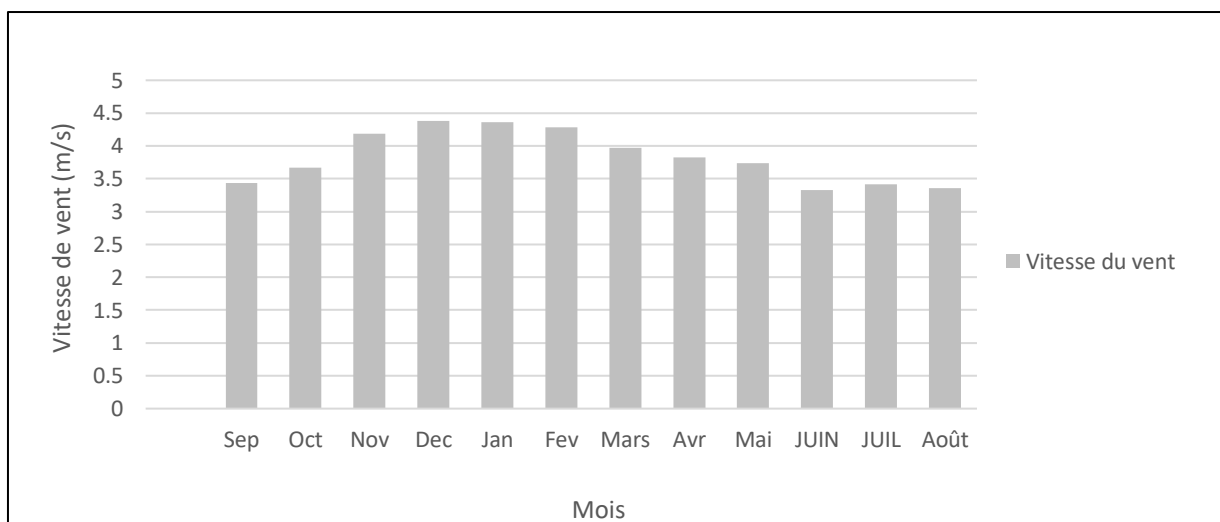


Figure II.7 : Représentation graphique des moyennes mensuelles des vitesses des vents.

D'après l'histogramme et le tableau ci-dessus ; on remarque que :

- La moyenne annuelle de la vitesse des vents est de l'ordre de m/s.
- Les vitesses des vents atteignent leurs maximums, qui sont de l'ordre de 10,5 m/s, durant trois Mois de l'année, Avril, Juin et Juillet, cette valeur représente une vitesse relativement moins forte.
- Quant au Minimum des vitesses de vents, il est de l'ordre de 9.3 m/s, relevé en Octobre.

III.7.5 L'humidité relative

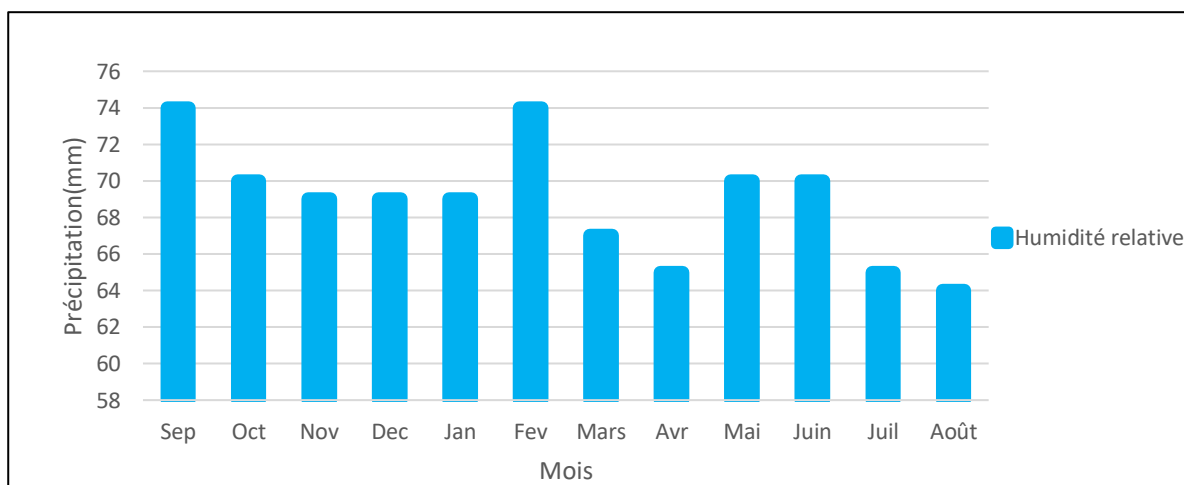
Les moyennes mensuelles et la moyenne annuelle de l'humidité relative, sont illustrées dans le tableau ci-dessous durant la période de (2016/2024) :

Tableau II.5 : Moyennes mensuelles et moyenne annuelle de l'humidité relative.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moyenne Inter annuelle
Humidité relative(%)	74	70	69	69	69	74	67	65	70	70	65	64	69

(Source : Site internet <https://weatherspark.com> ; (2016/2024)).

La représentation graphique des moyennes mensuelles et moyenne annuelle de l'humidité relative, est représentée dans la figure, ci-après, sous forme d'histogrammes :

**Figure II.8** : Représentation graphique des moyennes mensuelles de l'humidité relative.

D'après l'histogramme et le tableau ci-dessus ; on remarque que :

Les valeurs de l'humidité relative varient de 64% en août à 74% en septembre et février, avec une moyenne annuelle de 69%, indiquant un climat généralement humide avec des variations saisonnières. L'humidité est plus élevée en automne et en hiver, et plus basse en été.

II.7.6 Représentation du diagramme de Gaussen

Le diagramme de Gaussen représente visuellement les variations de température et de précipitations au fil du temps, ce qui permet d'identifier la période de sécheresse où l'irrigation devient essentielle.

Tableau II.6 : Les précipitations mensuelles et les températures moyennes mensuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
P (mm)	23,8	39,9	63,3	70,2	62,8	58,3	45,2	41,2	30,5	9,0	2,6	6,9
T.moy	22,5	19	14	12,5	10	10,5	12,5	14,5	17,5	21,5	24,5	24,5

(Source : Site internet <https://weatherspark.com> ; (2016/2024)).

La représentation graphique du diagramme de Gausson est présentée dans la figure ci-après :

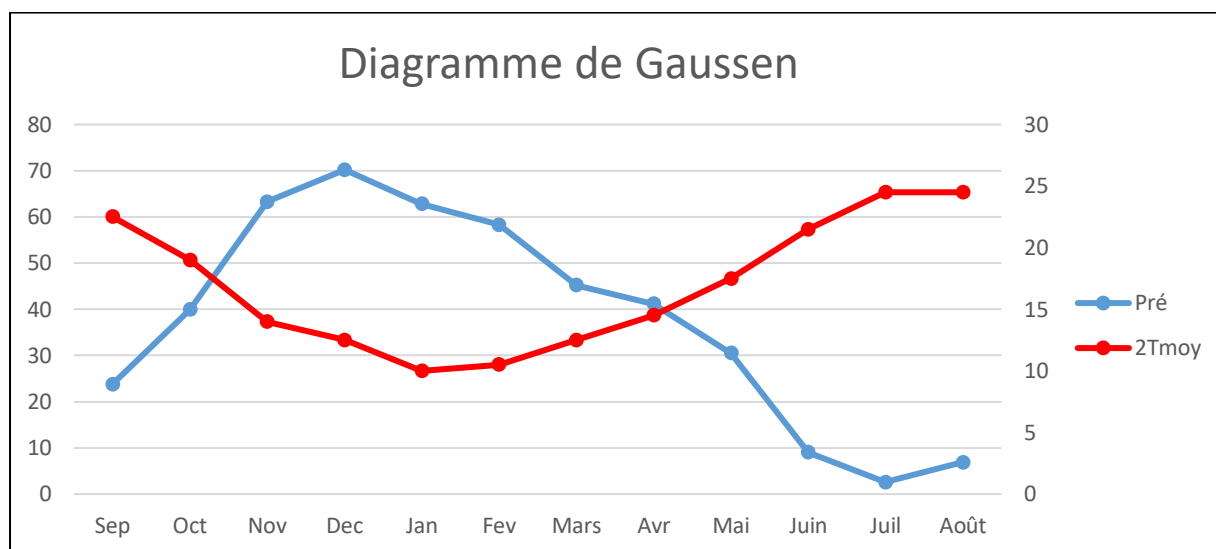


Figure II.9 : Représentation graphique du diagramme de Gausson sous forme de courbes.

D'après le diagramme, la période sèche commence en mai et se prolonge jusqu'en septembre. Par conséquent, il est évident que l'irrigation est nécessaire pendant cette période.

II.8 Synthèse climatique

La synthèse climatique est établie en se référant aux deux classifications suivantes :

II.8.1 Classification du climat selon l'indice d'aridité DE MARTONE :

L'indice d'aridité se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$I = \frac{P}{T+10} \dots\dots\dots(II.1).$$

Avec :

- I : Indice de DEMARTONE.
- P : Précipitation annuelle totale de la région exprimée en mm/an.
- T : Température moyenne annuelle en °C.

Tableau II.7 : Classification du climat selon l'aridité de DEMARTONE.

VALEURS DE I	TYPE DE CLIMAT	IRRIGATION
I < 5	Désertique	Indispensable
5 < I < 10	Très sec	Indispensable
10 < I < 20	Sec	Souvent indispensable
20 < I < 30	Relativement humide	Parfois utile
I > 30	Humide	Inutile

$$\text{Pour : } \left\{ \begin{array}{l} P_{\text{Moy Inter ann}} = 37,8\text{mm.} \\ T_{\text{Moy Inter ann}} = 16,96 \text{ }^{\circ}\text{C.} \end{array} \right.$$

On aura : $I = 16,82.$

D'après l'indice de DEMARTONE et la classification climatique, il apparaît que la ville de Thenia étudiée est soumise à un régime sec, bien que l'irrigation souvent indispensable.

II.8.2 Classification du climat selon le Diagramme d'EMBERGER

Cette méthode repose sur un diagramme établi par EMBERGER, qui nous fournit des informations sur le type de climat caractérisant une région donnée en fonction des facteurs climatiques tels que les températures maximales et minimales, les précipitations, ainsi que la nature de la saison hivernale.

Le quotient d'EMBERGER, représenté sur le diagramme bioclimatique, est le suivant :

$$Q = \frac{1000 * P}{\frac{M+m}{2} * (M-m)} \dots\dots\dots(\text{II.2}).$$

Avec :

- P : Précipitation moyenne annuelle de la région en (mm). ;
- M : Température moyenne maximale enregistrée au cours du mois le plus chaud en (K°) ;
- m : Température moyenne minimale enregistrée au cours du mois le plus froid en (K°).

$$\text{Pour : } \left\{ \begin{array}{l} P=453,7 \text{ mm} \\ M=30 +273= 303 \text{ K}^{\circ} \\ m =5 +273= 278\text{K}^{\circ} \end{array} \right.$$

On aura : $Q=62,47$

En utilisant les valeurs Q et m, il est possible de déterminer l'étage bioclimatique sur le diagramme d'EMBERGER, qui comporte un réseau de lignes séparatrices dans un espace orthonormé, avec Q en ordonnée et m en abscisse, comme l'indique la figure ci-dessous :

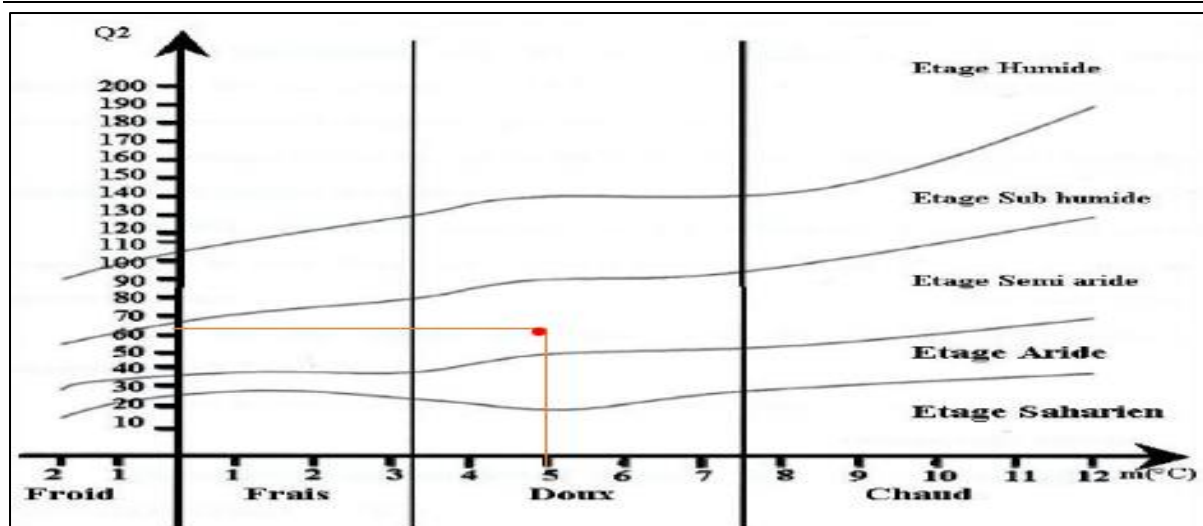


Figure II.10 : Diagramme d'Emberger.

A partir du quotient obtenu et de sa projection sur le diagramme bioclimatique d'Emberger, nous pouvons conclure que le climat de la ville de Thenia est classé comme une région semi-aride.

II.9 Classification des sols de la région étudiée

L'étude pédologique identifie trois classes de sols :

- les sols peu évolués. ;
- les sols hydromorphes ;
- les vertisols.

II.9.1 Les sols peu évolués

Sont généralement des sols d'alluvions ou de colluvions anciennes, caractérisés par une dégradation chimique et biologique pratiquement absente.

II.9.2 Les sols hydromorphes

Ils se distinguent des sols peu évolués modaux par leur caractère hydromorphe, et sont typiquement caractérisés par des textures fines à très fines, telles que l'argile et le limon.

II.9.3 les vertisols

Les vertisols représentent une part importante du territoire dans la région de Thenia. Leurs caractéristiques morphologiques et analytiques sont les suivantes :

- Présence d'un horizon compact, caractérisé par une structure grossière et un horizon d'accumulation de carbonates en profondeur.
- Les vertisols sont fréquemment calcaires et se composent généralement de sols à texture fine à très fine, principalement constitués d'argile.

II.10 Les caractéristiques pédologiques

Les propriétés du sol dans la zone étudiée peuvent être synthétisées comme suit :

II.10.1 La texture

Selon la granulométrie de l'échantillon de sol, la texture observée est argileuse limoneuse.

II.10.2 La structure

La structure du sol est définie par la valeur de la porosité (P), qui représente le rapport entre le volume des vides du sol et le volume total, exprimé en %. $P=34.08\%$.

II.11 Situation hydraulique

II.11.1 Alimentation en eau potable

La ville de Thenia est alimentée à partir de cinq réservoirs. Deux réservoirs alimentent la partie nord de capacité 200 m^3 et 500 m^3 et trois réservoirs alimentent la partie sud de capacité 1500 m^3 , 1500 m^3 et 250 m^3 .

II.11.2 Description du réseau d'assainissement de Thenia

Le réseau d'assainissement de la ville de Thenia est de type unitaire. Les collecteurs principaux se dirigent vers la station d'épuration, permettant un écoulement par gravitation, et dans les cas morphologiques défavorables, des stations de relevage sont mises en place.

Le réseau principal développe une distance de 4 km et se compose de :

a. Collecteurs principaux

Ces collecteurs sont définis de la manière suivante :

- Conduite de refoulement : Station de relevage 1- regard de dissipation, $L = 1550\text{ m}$.
- Conduite par gravitation : Regard de dissipation –SR2, $L = 1460\text{ m}$.
- Conduite de refoulement : SR2-STEP, $L = 1100\text{ m}$.

b. Stations de relevage

Les caractéristiques des stations de relevage sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Tableau des caractéristiques des stations de relevage.

Désignation	Caractéristiques
SR1	- Débit unitaire : 75 l/s - HMT : 75 m - Nombres de pompes : 03
SR2	- Débit unitaire : 75 l/s - HMT : 16m - Nombre de pompes : 04

(Source : Subdivision des ressources en eau de la Daira de Thenia).

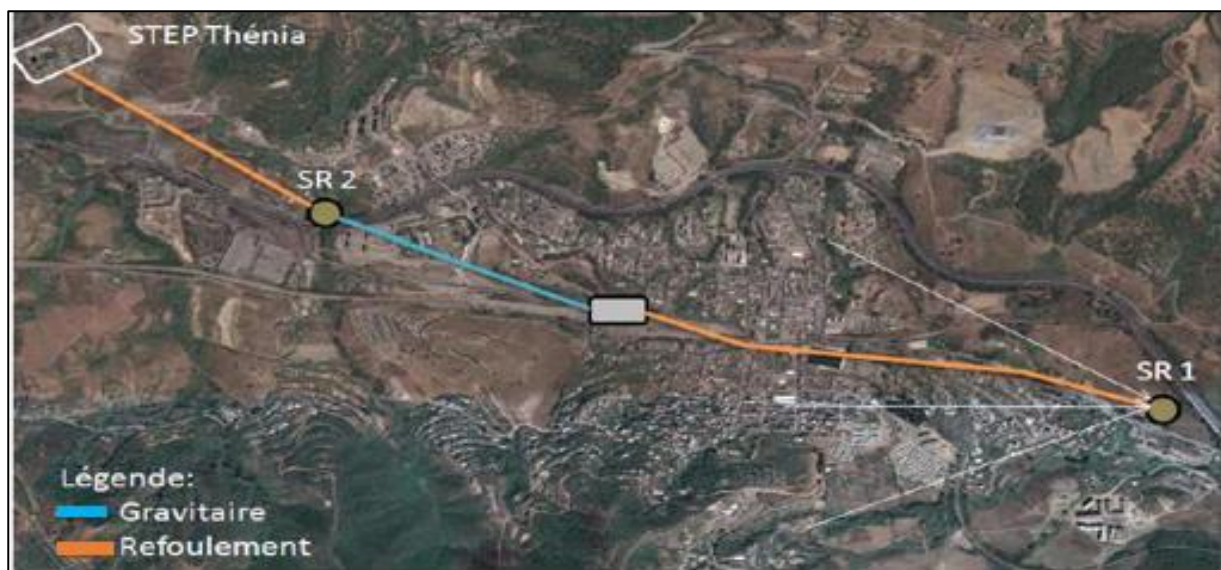


Figure II.11 : Schéma représentant le système d'assainissement d'alimentation de la STEP de Thenia.

(Source : Office National d'assainissement unité de Boumerdes).

II.12 Présentation de la station d'épuration de la ville de Thenia

Dans la partie suivante, la station d'épuration de la ville de Thenia sera présentée :

II.12.1 Localisation de la station

La STEP se trouve à environ 2 km à l'ouest de la commune de Thenia et à 6 km au sud-est du chef-lieu de la wilaya de Boumerdes.

➤ Coordonnées géographiques de la Step de Thenia : $36^{\circ}44'03.6''\text{Nord } 3^{\circ}32'00.2''\text{Est}$.

II.12.2 Conception et réalisation

La station d'épuration de la ville de Thenia est réalisée courant les années 1990, et est mis en service, en septembre 2002.

L'étude du projet a été effectuée par la société française DEGREMONT, au profit de la direction des ressources en eau de la Wilaya de Boumerdes.

Cette STEP a pour but de l'épuration des effluents de la ville de Thénia, selon le procédé des « Boues Activées à faible charge », pour un volume journalier théorique de 3 000 m³/jour et une capacité de 25 000 Eq.hab (Horizon 2011). [20].

II.12.3 Définition de la pollution à traiter

- Volume journalier : 3 000 m³/j ;
- Débit moyen horaire : 125 m³/h.

II.12.4 Paramètre de pollution

Les concentrations des différents effluents de la STEP de Thenia sont regroupées dans le tableau suivant.

Tableau II.9 : Paramètre de pollution.

Paramètres	Entrée	Sortie
DBO ₅ (mg/l)	409	30
DCO (mg/l)	750	90
MES (mg/l)	467	30

(Source : ONA de Boumerdes-2002-).

II.13 Différents procédés de traitement des eaux usées à la station d'épuration de Thenia

La chaîne de traitement des eaux usées à la station d'épuration (STEP) de Thenia se compose des étapes suivantes. [20].

II.13.1 Principe de traitement des eaux

- Arrivée des eaux, by-pass ;
- Dégrillage / dessablage et dégraissage ;
- Bassin d'orage ;
- Aération biologique / décantation secondaire ;
- Désinfection de l'eau traitée.

II.13.1.1 Arrivée des eaux

L'effluent est envoyé par pompage à partir de la station SR2, à l'aide d'une conduite de diamètre, DN 600 mm. Dès que l'effluent atteint son niveau d'entrée du prétraitement, il est acheminé par gravitation vers :

- Le by-pass total des installations par manœuvre d'une vanne murale ;
- L'alimentation du prétraitement en aval.

II.13.1.2 Prétraitement**a. Dégrillage**

Le système de dégrillage de la station inclut un dégrilleur automatique fin avec des barreaux espacés de 20 mm, précédé d'un dégrilleur grossier. Les déchets sont évacués par un convoyeur à vis vers un dispositif de stockage. Un canal de contournement avec un dégrilleur manuel de secours est prévu pour la maintenance, isolé par des batardeaux en aluminium.

b. Dessablage-dégraissage

L'ouvrage circulaire de dessablage-dégraissage vise à éliminer, par décantation, la majorité des sables dont les dimensions dépassent 150 - 200 μm , tout en éliminant une grande partie des matières flottantes, telles que les graisses et les écumes, à la surface des ouvrages.

c. Bassin d'orage

Un déversoir d'écrêtage dirige les excédents vers le bassin d'orage, où un agitateur maintient l'effluent en agitation. Le bassin est vidé par pompage vers l'ouvrage de répartition pendant les heures creuses. Un dispositif avec des batardeaux dirige l'eau vers les traitements, et une lame de surverse agit comme un by-pass en cas de débit excessif, garantissant un fonctionnement optimal.

II.13.1.3 Traitement secondaire**a. Bassin d'aération**

Les eaux prétraitées sont dirigées vers deux bassins d'aération équipés de turbines « acti-rotor », assurant l'aération prolongée de la culture bactérienne.

Ces bassins reçoivent également la « liqueur mixte », issue de la circulation des boues des clarificateurs finaux.

b. Clarificateurs et ouvrage de recirculation

Les eaux sortantes des ouvrages d'aération vont vers deux clarificateurs de 21 m de diamètre. Les boues décantées sont récupérées par un racleur et dirigées vers un puits central, puis vers la bache de recirculation. Une partie des boues est recirculée en tête d'aération, et l'autre est

envoyée à l'épaississeur. Les eaux clarifiées sont ensuite captées par débordement et orientées vers les étapes suivantes, comme la désinfection.

II.13.1.4 Désinfection de l'eau traitée

La désinfection vise à éliminer les agents pathogènes de l'effluent, et elle est réalisée au moyen d'un agent oxydant tel que le chlore. Le bassin de chloration adopte une structure rectangulaire et intègre un réservoir destiné à stocker le chlore sous forme gazeuse.

Actuellement, la station n'effectue pas le processus de chloration pour la désinfection.

II.13.2 Principe de traitement des boues

Suite au traitement des eaux usées, les boues sont traitées selon les procédés suivants :

II.13.2.1 Epaissement des boues

L'épaississeur est un ouvrage intermédiaire essentiel entre la chaîne de traitement des eaux et celle des boues, assurant la séparation solide-liquide. Il comprend une unité d'une capacité de 11 mètres de diamètre et 3 mètres de hauteur d'eau.

III.13.2.2 Déshydratation mécanique des boues

La déshydratation mécanique des boues réduit leur volume avant stockage, réalisée par un filtre presse à bande fonctionnant jusqu'à 20 heures par jour, atteignant une siccité finale de 18 à 22 %.

III.13.2.3 Séchage des boues

À la fin du processus de séchage thermique, l'eau présente dans les boues est évaporée, produisant ainsi un produit final stable.

III.14 Destination des eaux épurées et des boues

Les eaux traitées sont déversées dans l'oued de Boufroune, et les boues étaient auparavant fournies gratuitement aux agriculteurs. Cependant, cette pratique a été suspendue ces dernières années en raison de l'absence de lois ou de réglementations autorisant leur utilisation.

III.15 Conclusion

Ce chapitre présente une étude de cas de diverses situations dans notre zone d'étude, fournissant ainsi les données initiales nécessaires pour entamer notre travail, qui est le dimensionnement d'une station d'épuration pour la réutilisation des eaux usées dans le domaine agricole.

Chapitre III :
Estimation des besoins et
des charges polluantes.

III.1 Introduction

Dans les projets de conception ou de dimensionnement de stations d'épuration, évaluer avec précision le débit et les caractéristiques (charge polluante) des eaux usées à traiter est essentiel, car ces éléments sont fondamentaux pour déterminer la taille du projet de station.

Dans ce chapitre ; Nous allons explorer le processus de calcul des différents débits et des charges polluantes afin de définir la chaîne de traitement la plus adaptée.

III.2 Estimation des débits

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

- La consommation domestique ;
- La consommation des équipements.

III.2.1 Besoins domestique

Les besoins de la consommation domestique est déterminé par la relation suivantes :

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

Avec:

- Q_i : La consommation journalière (m³/j) ;
- N: Population (habitants) ;
- Dot: la dotation (l/j/habitant).

III.2.1.1 Evaluation de la population

Pour la détermination de la capacité de la station d'épuration, l'estimation de la population aux différents horizons est nécessaire pour la commune de Thenia sur la base de d'une dotation théorique 150 l/hab/j avec un taux d'accroissement pris égale à X=1,6 %. (Source : DRE Boumerdes). Et une population actuelle (pour l'année 2024) de $P_0 = 27122$ habitants (Source : Algérienne des eaux unité de Boumerdes).

Pour l'évaluation des populations, on utilise la relation suivante :

$$P_h = P_0 (1+X)^n \dots\dots\dots (III.2).$$

Avec :

- P_h : population projetée à l'horizon d'étude ;
- P_0 : population de référence (2024) ;
- X : Taux d'accroissement ;
- n : période de saturation du projet.

Tableau III.1: Consommation en eau de la ville de Thenia.

Horizon	2024	2039	2054 (extension)
Population (habitants)	27122	34414	43665
Dotation (l/hab/j)	150	150	150
Consommation journalière $Q_{moy j}$ (m ³ /j)	4068,3	5162,1	6549,74

III.2.2 Besoins des équipements

III.2.2.1 Equipements administratifs et de services

Tableau III.2 : Besoin d'équipements administratifs et de services.

Nature de l'Équipement	Nombre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoin (m ³ /j)
APC	01	employés	105	10	1,05
Daïra	01	employés	65	10	0,65
PTT	01	employé	15	10	0,15
CNASSAT	01	employé	12	10	0,12
ADE	01	employé	18	20	0,36
Agriculture	01	employés	15	20	0,3
Sonal gaz	01	employés	10	20	0,2
Poste police	01	m ²	800	3	2,4
Gendarmerie	01	m ²	600	3	1,8
Mosquée	04	Fidèle	5800	20	116
S.M.P	01	employés	65	10	0,65
Totale	/	/	/	/	123,68

(Source: DRE Boumerdes).

III.2.2.2 Equipements scolaires

Tableau III.3 : Besoin d'équipements scolaires.

Nature de l'Équipement	Nombre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoin (m ³ /j)
Établissement primaire	07	Elève	1612	10	16,12
CEM	03	Elève	1242	20	24,84
Lycée	02	Elève	1420	20	28,4
Totale	/	/	/	/	69,36

(Source: DRE Boumerdes).

III.2.2.3 Equipements sanitaires**Tableau III.4 : Besoin d'équipements sanitaire.**

Nature de l'Equipement	Nombre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoin (m3/j)
Hôpital	02	Lit	400	50	20
Polyclinique	01	Malade /j	300	25	7,5
Dispensaire	01	Malade /j	150	25	3,75
Totale	/	/	/	/	31,25

(Source: DRE Boumerdes).

III.2.2.4 Equipements culturels**Tableau III.5 : Besoin d'équipements culturels.**

Nature de l'Equipement	Nombre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoin (m3/j)
Salle omnisport	01	m ²	610	2	1,22
Stade	01	m ²	5600	1	5,6
Salle de sport	01	m ²	1550	2	3,1
Totale	/	/	/	/	9,92

(Source: DRE Boumerdes).

III.2.2.5 Equipement commerciaux**Tableau III.6 : Besoin d'équipements commerciaux.**

Nature de l'Equipement	Nombre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoin (m3/j)
Marché couvert.	01	m ²	835	5	4,175
Douche	01	client	120	90	10,8
Hôtel	01	lit	60	50	3
Abattoir	01	tête	100	30	3
Totale	/	/	/	/	20,975

(Source: DRE Boumerdes).

III.2.3 Besoin total

Le besoin total représente la somme de besoin domestique et le besoin des équipements.

Alors : $Q_{moy,j tot} = Q_{moy,j dom} + Q_{moy,j équi} \dots\dots\dots$ (III.3)

➤ **Pour l'Horizon 2039**

$$Q_{moy,j tot} = 5162,1 + 255,185$$

$$Q_{moy,j tot} = 5417,285 \text{ m}^3/\text{j}.$$

III.2.4 Débit des eaux usées évacués

On a : $Q_{rej} = Q_{moy,j\ tot} \times Cr \dots\dots\dots (III.4)$

- Cr: Le coefficient de rejet de 70% à 80%.

Selon le service d'assainissement de la DRE de la wilaya de Boumerdes le coefficient de rejet Cr est de 75 %.

➤ **Pour l'Horizon 2039**

$$Q_{rej} = 0,75 \times 5417,285$$

$$Q_{rej} = 4062,964 \text{ m}^3/\text{j}.$$

III.2.5 Débit moyen horaire

On a : $Q^h_{moy} = Q_{moy\ j} / 24 \dots\dots\dots (III.5)$

➤ **Pour l'Horizon 2039**

$$Q^h_{moy} = 169,290 \text{ m}^3/\text{h}.$$

III.2.6 Débit moyen horaire diurne

Le débit diurne représente une période de 16 heures successives au cours de laquelle la station enregistre le plus grand volume d'eaux usées, soit :

On a : $Q_d = Q_j / 16 \text{ heures} \dots\dots\dots (III.6)$

➤ **Pour l'Horizon 2039**

$$Q_d = 253,935 \text{ m}^3/\text{h}.$$

III.2.7 Débit de pointe**III.2.7.1 Débit de temps sec**

Il est donné par la formule qui suit :

On a : $Q_{pts} = K_p \times Q_{rej} \dots\dots\dots (III.7).$

Avec :

- Q_{pts} : débit de point par temps sec ;
- K_p : coefficient de pointe ;
- Q_{rej} : débit moyen journalier des eaux usées rejeté (m^3/j).

• **Le coefficient de pointe est estimé à partir de débit moyen**

$$K_p = 1.5 + 2.5/\sqrt{Q_m} \quad \text{si :} \quad Q_m \geq 2.8 \text{ l/s ;}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si :} \quad Q_m < 2.8 \text{ l/s}.$$

➤ **Pour l'Horizon 2039**

On a : $Q_m = 47,025 \text{ l/s.}$

Donc : $K_p = 1,86$ $Q_{pts} = 7575,661 \text{ m}^3/\text{j.}$

III.2.7.2 Débit de temps de pluie

Le débit de pointe en temps de pluie est donné par la relation suivante:

$$Q_{ptp} = (3 \text{ à } 5) \times Q_{pts} \dots\dots\dots (III.8)$$

- Q_{ptp} : débit de point en temps de pluie ($3 \times Q_{pts}$).
- Q_{pts} : débit de point en temps sec.

➤ **Pour l'Horizon 2039**

$$Q_{ptp} = 3 \times 7575,661$$

$$Q_{ptp} = 22726,984 \text{ m}^3/\text{j.}$$

Voici le récapitulatif des calculs pour les deux horizons présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des différents débits.

Horizon	$Q_{moyj \text{ tot}}$ (m^3/j)	Q_{rej} (m^3/j)	$Q^h \text{ moy}$ (m^3/h)	$Q^d \text{ moy}$ (m^3/h)	K_p	Q_{pts} (m^3/j)	Q_{ptp} (m^3/j)
2039	5417,285	4062,964	169,290	253,935	1,86	7575,661	22726,984
2054	6804,927	5103,695	212,654	283,539	1,83	9315,662	27946,987

III.3 Equivalent habitants

Le nombre d'équivalent habitant est donné par la relation suivante:

$$N_{EH} = \frac{Q_{moyj}}{Dot \times Cr} \dots\dots\dots (III.9)$$

➤ **Pour l'Horizon 2039**

$$N_{EH} = 48154 \text{ Eq hab.}$$

➤ **Pour l'Horizon 2054**

$$N_{EH} = 60488 \text{ Eq hab.}$$

III.4 Estimation des charges polluantes

III.4.1 La biodégradabilité

Un effluent brute du type domestique présente les caractéristiques suivantes :

- DCO = 385, 33 mg/l ;
- DBO5= 250 mg/l ;
- Le rapport $\frac{DCO}{DBO_5}$ est égal à: $\frac{DCO}{DBO_5} = 1, 54 < 2$.

Nous sommes dans un cas des eaux usées domestiques facilement biodégradable.

III.4.2 Les charges polluantes

On va calculer les charges polluantes à l'aide de la relation suivante :

$$L \text{ (Kg/j)} = C \text{ (mg/l)} \times Q_{\text{moy,j}} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{ (IV.10).}$$

- L: Charge polluante en (Kg/j);
- C: la concentration maximale de polluant en (mg/l) sellent les analyses des eaux usées ;
- $Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen qui arrive à la STEP en m³/j.

Tableau III.8 : Quantité des charges polluantes.

Paramètres	Concentration en (mg/l).	Charge polluante en (Kg/j). Horizon 2039.	Charge polluante en (Kg/j). Horizon 2054.
MES	192,5	1042,83	1309,95
DBO5	250	1354,32	1701,23
DCO	285,33	2087,44	2622,14
NH4 ⁺	50,25	272,22	341,95
Pt	21	113,76	142,90
PO4 ³⁻	19,5	105,64	132,70
NO2 ⁻	0,15	0,81	1,02
NO3 ⁻	0,3	1,63	2,04

(Source : ONA unité de Boumerdès-2023-).

III.5 Caractéristiques des eaux usées de la ville de Thenia

Le tableau suivant présente les résultats d'analyses journalières des eaux usées de la step de Thenia :

Tableau III.9 : Tableau représentant les concentrations des effluents et norme de rejets.

Paramètre	Unité	Les concentrations(mg/l)	Les norms de rejets
MES	mg/l	192,5	< 30 mg/l
DBO ₅	mg/l	250	< 30 mg/l
DCO	mg/l	285,33	< 90 mg/l
N	mg/l	50,25	< 30 mg/l
Pt	mg/l	21	<10 mg/l
PH	-	7.84	6,5 à 8,5

D'après le tableau ci-dessus, il est clair que les concentrations de polluants dans l'effluent, telles que la DCO, les MES, la DBO₅, l'azote et le phosphore totale dépassent les normes de rejet dans le milieu naturel ainsi que les normes de réutilisation en irrigation. En conséquence, nous recommandons la mise en place de la filière de traitement suivante pour épurer ces eaux usées :

1. Prétraitement :

- Un dégrilleur fin et grossier ;
- Un déssableur-déshuilleur.

2. le traitement primaire :

- Décanteur primaire.

3. Le traitement secondaire

- Un bassin biologique se compose d'un bassin d'aération, d'un bassin d'anoxie et d'un bassin anaérobie ;
- Un clarificateur.

4. Le traitement tertiaire (complémentaire) :

- Filtre à sable.
- Bassin de désinfection par les rayons UV.

5. Le traitement des boues résiduelles comprenant :

- L'épaississeur ;
- Stabilisateur aérobie;
- Lit de séchage.

III.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les débits et les charges polluantes pour les horizons 2039 et 2054. Les concentrations obtenues indiquent clairement que les eaux usées de la ville de Thenia nécessitent un traitement avant tout rejet dans l'environnement ou toute tentative de réutilisation. Cette situation souligne l'importance cruciale de mettre en place une station de traitement des eaux usées urbaines.

Chapitre IV :
Dimensionnement de la
station d'épuration.

IV.1 Introduction

Ce chapitre se concentre sur le dimensionnement des ouvrages de notre station d'épuration afin de répondre aux besoins anticipés jusqu'en 2054.

Les données essentielles pour le dimensionnement de la station d'épuration (STEP) figurent dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : Résumé des principaux paramètres de dimensionnement.

Paramètres	Horizon	Horizon
	2039	2054
Types de réseau	Unitaire	
Nature des eaux usées	Urbaine	
Charges hydrauliques		
Habitants	34414	43665
Equivalent habitant (eq.hab)	48154	60488
Dotation (l/hab/jr)	150	150
Coefficient de rejet (%)	75	75
débit moyen journalier eaux usées domestiques (m ³ /j)	5162,1	6549,74
Débit moyen journalier eaux usées des équipements (m ³ /j)	255,185	255,185
Débit moyen journalier total des eaux usées (m ³ /j)	5417,285	6804,927
Débit moyen horaire (m ³ /h)	169,290	212,654
Débit moyen diurne (m ³ /h)	253,935	318,981
Coefficient de pointe Kp	1,86	1,83
Débit de pointe par temps sec (m ³ /j)	7575,661	9315,662
Débit de pointe par temps de pluie (m ³ /j)	22726,984	27946,986
Charges polluantes (Kg/j)		
MES	1042,83	1309,95
DBO5	1354,32	1701,23
DCO	2087,44	2622,14
NH4+	272,22	341,95
Pt	113,76	142,90
PO ₄ ³⁻	105,64	132,70
NO ₂ ⁻	0,81	1,02
NO ₃ ⁻	1,63	2,04
PH	7,84	7,84
Température (C°)	27,38	27,38
Conductivité (µs/cm)	1420,5	1420,5

IV.2 Dimensionnement des ouvrages de la STEP

Le dimensionnement des ouvrages de la station repose sur le débit de pointe ainsi que sur les différentes charges polluantes à traiter.

IV.2.1 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement

IV.2.1.1 Dégrillage

a. La largeur de la grille (B)

Pour le calcul la largeur de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER, qui est l'expression suivante :

$$B = \frac{S \times \sin \theta}{h_{\max} \times (1-a) \times c} \dots\dots\dots (IV.1).$$

Avec :

- B : La largeur de la grille (m).
- θ : L'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale se situe entre 60° et 80°.
- Hmax : La hauteur maximale admissible de l'eau sur une grille, hmax = (0,15 à 1,5).
- a : Fraction de la surface couverte par les barreaux, tel que :

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

- d : Epaisseur des barreaux (cm).
- e : Espacement des barreaux (cm).

Tableau IV.2 : Espacement et épaisseur des barreaux.

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

- c : Coefficient de colmatage de grille.
 - ✓ Pour une grille manuelle, c= (0,1 à 0,3) ;
 - ✓ Pour une grille mécanique, c= (0,4 à 0,5).
- S : Surface de passage de l'effluent.

b. La surface (S)

Pour dimensionner un dégrilleur, la surface de la grille doit être déterminée pour éliminer les déchets solides relativement volumineux, selon la formule de Kirschmer :

$$S = Q_{\text{ptp}}/a \times V_e \times c \dots\dots\dots (IV.3).$$

Avec :

- Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie (m^3/j) ;
- V_e : Vitesse de l'écoulement à travers la grille (m/s), sa valeur est comprise en générale entre 0,50 m/s et 1 m/s. Cette vitesse peut atteindre 1 à 1,20 m/s au débit maximal.

c. Perte de charge (ΔH)

Les pertes de charge à travers la grille sont exprimées par l'équation de Kirschmer :

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

- d : Diamètre des barreaux (m) ;
- e : Espacement entre les barreaux (m) ;
- θ : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale, exprimé en degrés ($^\circ$) ;
- β : Coefficient prenant en compte la forme des barreaux.

Les valeurs de β figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient β en fonction du type de barreaux.

Type des barreaux	β
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire avec une partie amont arrondie en forme de demi-cercle.	1,83
Section rectangulaire avec des arrondis semi-circulaires à l'amont et à l'aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

On prend : une section rectangulaire pour : $\beta=2,42$; pour éliminer un maximum de déchets et combler les vides.

d. Nombre des barreaux (N_b)

On a : $B = N_e \times e + N_b \times d$

Alors : $N = \frac{B-e}{e+d} \dots\dots\dots (IV.5).$

- d : diamètre des barreaux ;
- e : espacement des barreaux ;
- N_e : nombre d'espacement $N_e = N_b + 1$;
- N_b : nombre des barreaux ;
- B : la largeur de la grille.

e. Volume de déchets retenus au niveau des grilles

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

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

Le volume des déchets donné par les expressions suivantes :

$$V_{max} = \frac{N \cdot V_{ret. max} \cdot 10^{-3}}{365} \dots\dots\dots (IV.7).$$

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

- N : nombre d'équivalent habitant.
- Vret.max : Le volume maximum retenu par la grille par habitant.
- Vret.min : Le volume minimum retenu par la grille par habitant.
- Vmax : Le volume maximum retenu par la grille par jour.
- Vmin : Le volume minimum par la grille par jour.
- e : espacement des barreaux.

IV.2.1.1.1 Cas du dégrilleur grossier

Les données utilisées pour le dimensionnement du dégrilleur grossier (Grille mécanique) sont résumées dans le tableau ci-dessous.

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

Paramètre	Q _{ptp} (m ³ /s)	Ve (m/s)	θ	H _{max} (m)	d (cm)	e (cm)	c	a
Horizon 2039	0,26	1,2	60	1	2	5	0,5	0,29
Horizon2054	0,32	1,2	60	1	2	5	0,5	0,29

➤ **Pour l'Horizon 2039**

a. La surface de la grille (S)

On utilise la formule (IV.3) : **S=1,53 m²**

b. La largeur de la grille (B)

On utilise la formule (IV.1) : **B=3,72 m.**

c. La longueur de la grille (L)

On a : $L = L_0 + 0,5$ (IV.8).

Pour calculer la longueur mouillée de la grille on utilise la formule suivante :

$$L_0 = \frac{h_{max}}{\sin(\theta)} \dots\dots\dots (IV.9).$$

$$L_0 = 1,15 \text{ m.}$$

$$L = 1,65 \text{ m.}$$

d. Perte de charge

On utilise la formule (IV.4) et le tableau (IV.3) pour $\beta = 2,42$.

$$\Delta H = 0,045 \text{ m.}$$

e. Nombre des barreaux Nb

On utilise la formule (IV.5)

$$Nb = 52 \text{ barreaux ;}$$

$$Ne = 53 \text{ espacements.}$$

f. Volume de déchets retenus au niveau des grilles

On utilise la formule (IV.6)

$$V_{ret \text{ max}} = 15/5 = 3 \text{ l/EH/an.}$$

$$V_{ret \text{ min}} = 12/5 = 2,4 \text{ l/EH/an.}$$

Et on utilise la formule (IV.7) pour calculer le volume :

$$V_{max} = 0,40 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$V_{min} = 0,32 \text{ m}^3/\text{j.}$$

IV.2.1.1.2 Cas du dégrilleur fin

Les données utilisées pour le dimensionnement du dégrilleur fin sont résumées dans le tableau ci-dessous :

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

Paramètre	Q_{ptp} (m ³ /s)	V_e (m/s)	θ	H_{max} (m)	d (cm)	e (cm)	C	a
Horizon 2039	0,26	1,2	60	1	1	2	0,5	0,67
Horizon 2054	0,32	1,2	60	1	1	2	0,5	0,67

a. La surface de la grille (S)

On utilise la formule (IV.3) :

$$S=0,66 \text{ m}^2.$$

b. La largeur de la grille (B)

On utilise la formule (IV.1) :

$$B=3,42 \text{ m.}$$

c. La longueur de la grille (L)

On utilise la formule (IV.8) et la formule (IV.9) :

$$L_0=1,15 \text{ m.}$$

$$L=1,65 \text{ m.}$$

d. Perte de charge ΔH

On utilise la formule (IV.4) et le tableau (IV.3) pour $\beta=2,42$;

$$\Delta H=0,061 \text{ m.}$$

e. Nombre des barreaux Nb

On utilise la formule (IV.5) :

$$Nb=113 \text{ barreaux.}$$

$$Ne=114 \text{ espacements.}$$

f. Volume de déchets retenus au niveau des grilles

On utilise la formule (IV.6) :

$$V_{\text{ret max}} = 15/2 = 7,5 \text{ l/EH/an.}$$

$$V_{\text{ret min}} = 12/2 = 6 \text{ l/EH/an}$$

Et on utilise la formule (IV.7) pour calculer le volume

$$V_{\text{max}} = 0,99 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$V_{\text{min}} = 0,79 \text{ m}^3/\text{j.}$$

Les résultats définitifs du dimensionnement des dégrilleurs sont résumés dans le tableau ci-dessous pour les deux horizons :

Tableau IV.6 : Résultats définitifs du dimensionnement des dégrilleurs.

Paramètre	Unité	Horizon 2039		Horizon 2054 (Extension)	
		Grille grossière	Grille fin	Grille grossière	Grille fin
La hauteur d'eau (hmax)	m	1	1	1	1
Epaisseur des barreaux (d)	cm	2	1	2	1
Espacement des barreaux (e)	cm	5	2	5	2
Largeur de la grille (B)	m	3,72	3,42	4,58	4,20
Longueur de la grille (L)	m	1,65	1,65	1,65	1,65
Surface (S)	m ²	1,53	0,66	1,89	0,81
Perte de charge (ΔH)	m	0,045	0,061	0,045	0,061
Volume maximal des déchets (Vmax)	m ³ /j	0,40	0,99	0,50	1,24
Volume minimal des déchets (Vmin)	m ³ /j	0,32	0,79	0,40	0,99
Nombre des barreaux	barreaux	52	113	65	139

- **Conclusion**

On dimensionne les deux dégrilleurs, grossier et fin, de la station d'épuration de la ville de Thenia directement pour l'horizon 2054, car il y a une légère différence entre les paramètres de dimensionnement pour les deux horizons.

IV.2.1.2 Dessablage-déshuilage

Les données utilisées pour le dimensionnement du dessableur-déshuileur sont résumées dans le tableau ci-dessous.

➤ **Pour l'Horizon 2039**

Tableau IV.7 : Les données de base de dimensionnement du dessableur-déshuileur.

Paramètre	Q _{tp} (m ³ /h)	T _s (min)	H(m)
Horizon 2039	946,96	15	2

IV.2.1.2.1 Dimensionnement de dessableur

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

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots (IV.10).$$

Avec :

- L : Longueur du bassin (m) ;
- H : Profondeur du bassin (H = 1 à 3 m) ;
- V_e : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est V_e = 0,2 à 0,5 m/s) ;
- V_s : la vitesse de sédimentation (vitesse V_s = 10 à 15 m/h).

a. Volume de dessableur

Il est calculé avec la relation suivante :

$$V = Q_{\text{ptp}} \times T_s \dots\dots\dots (IV.11).$$

- Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie (m^3/h).
- T_s : Temps de séjours (min)

Donc :

$$V = 946,96 \times \frac{15}{60}$$

$$V = 236,74 \text{ m}^3.$$

b. La surface horizontale de dessableur (Sh)

On a :

$$Sh = \frac{Q_{\text{ptp}}}{v_e} \dots\dots\dots (IV.12).$$

- v_e : vitesse d'écoulement ; on prend : $v_e = 0,3 \text{ m/s}$.

Donc :

$$Sh = 0,88 \text{ m}^2.$$

- **Remarque :**

Cette surface horizontale de dessableur est très petite, donc on va installer un dessableur commerciale de dimension **1m/1m**.

c. Vérification de la condition

- ✓ $\frac{L}{H} = 1/2 = 0,5$;
- ✓ $v_e/v_s = 0,3 / (15/3600) = 72$.

Donc : La condition $\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s}$ est vérifiée.

IV.2.1.2.2 Dimensionnement de déshuileur**a. Volume de déshuileur**

On a :

$$V = Q_{\text{ptp}} \times T_s$$

- T_s : Le temps de séjour dans le dégraisseur varie de 8 à 15 minutes.

Donc :

$$V_{\text{dés}} = 236,74 \text{ m}^3.$$

b. La surface horizontale de déshuileur (Sh)

On a :
$$Sh = \frac{Q_{ptp}}{V_{asc}} \dots\dots\dots (IV.13).$$

Avec :

- Vasc : La vitesse ascensionnelle maximale est de 15 m/h.

$$Sh = 63,13m^2.$$

- **Remarque**

Dans le contexte des eaux usées urbaines, le dessableur et le dégraisseur sont généralement combinés dans un même ouvrage, avec un volume et une surface plus grands pour le dégraisseur, ce qui est également le cas dans notre situation où le dégraisseur prédomine.

c. La largeur de dessableur-déshuileur (B)

On prend une surface horizontale rectangulaire telle que $L = 2 \times B$.

$$B = \sqrt{\frac{S}{2}} \dots\dots\dots (IV.14).$$

Donc :
$$B = 5,62 \text{ m.}$$

d. La longueur de dessableur-déshuileur (L)

Donc :
$$L = 11,24 \text{ m.}$$

IV.2.1.2.3 Débit volumique d'air injecté dans l'ouvrage

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

La quantité d'air à injecter est déterminée par la relation suivante :

$$Q_{air} = Q_{ptp} \times V_{air} \dots\dots\dots (IV.15).$$

- Vair : volume d'air à injecter varie de 1 à 1.5 m³d'air / m³d'eau.

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

Donc :
$$Q_{air} = 0,39 \text{ m}^3 \text{ d'air/s.}$$

a. Volume du sable retenu

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

$$W_s = N \times Q \dots\dots\dots (IV.16).$$

- N : Nombre d'habitant $N = 34414 \text{ hab.}$
- Q : Quantité de sable par un habitant, on admet généralement $Q = 5 \text{ à } 12 \text{ l / hab /an.}$

On prend : $Q = 12 \text{ l / hab / an}$.

$$W_s = 412968 \text{ l/année.}$$

IV.2.1.2.4 Quantité de matières éliminées par le dessableur-déshuileur

a. Pour le dessableur

Le dessableur permet d'éliminer 80 % de la matière minérale présente dans les eaux usées. La matière minérale constitue 20 % de la charge en matières en suspension (MES), tandis que les 80 % restants correspondent aux matières volatiles en suspension (MVS). [21].

$$MES = 80\% MVS + 20\% MM \dots\dots\dots (IV.17).$$

- La charge en MES à l'entrée du dessableur est **MES = 1309,95 Kg/j**.
- Les matières volatiles en suspension (MVS) présentes dans les MES sont :

$$MVS = 0,8 \times 1042,83 = \mathbf{1047,96 \text{ Kg/j}}$$

- Les matières minérales présentes dans les (MES) sont :

$$MM = 0,2 \times 1042,83 = \mathbf{261,99 \text{ Kg/j}}$$

- Les matières minérales éliminées :

Un dessableur permet d'éliminer 80% des matières minérales totales.

$$M_{me} = 0,8 \times 208,57 = \mathbf{209,59 \text{ Kg/j}}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - M_{me} = 208,57 - 166,85 = \mathbf{52,40 \text{ Kg/j}}$$

- Les MES à la sortie de dessableur :

$$MES_s = MVS + MM_s = 834,26 + 41,71 = \mathbf{1100,36 \text{ Kg/j}}$$

b. Pour le dégraisseur :

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

Donc le dégraisseur élimine 28% de la DCO. [21].

$$DCO_{\text{sortie}} = 2087,44 \times 0,72 = \mathbf{1887,94 \text{ kg/j}}$$

$$DCO_{\text{éliminée}} = DCO_{\text{entrée}} - DCO_{\text{sortie}} = 2087,44 - 1502,96 = \mathbf{734,20 \text{ kg /j}}$$

Tableau IV.8 : Résultats définitifs du dimensionnement de dessableur-déshuileur.

Paramètre	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054	
Q _{ptp} (m ³ /h).	m ³	946,96	217,5	1164,46
Temps de séjours (Ts).	min	15		15
La profondeur de bassin (H).	m	2		2
Le volume de bassin (V).	m ³	236,74	54,375	291,11
La surface horizontale (Sh).	m	63,13	14,5	77,63
La largeur (B).	m ²	5,62	2,69	6,23
La longueur (L).		11,24	5,39	12,46
Débit volumique d'air injecté dans le bassin (Q _{air}).	m ³	0,39		0,49
Volume du sable retenu (Ws).	l/an	412968		523980
Matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES (MVS).	Kg/j	834,26		1047,96
Matières minérales contenues dans les MES (MM).	Kg/j	208,57		261,99
Matières minérales éliminées (MMe).	Kg/j	166,85		209,59
Matières minérales à la sortie de dessableur (MMs).	Kg/j	41,71		52,40
Les MES à la sortie de dessableur (MESs).	Kg/j	875,97		1100,36
Demande chimique en oxygène DCO sortie.	Kg/j	1502,96		1887,94
Demande chimique en oxygène DCO éliminée.	Kg/j	584,48		734,20
Nombre de bassin.	Bassin	/		01

- **Conclusion**

On dimensionne le dessableur-déshuileur de la station d'épuration de la ville de Thenia directement pour l'horizon 2054. Il est préférable de dimensionner un bassin de 77,63 m² de surface pour l'horizon 2054 plutôt que de dimensionner un bassin de 63,13 m² pour l'horizon 2039 et ensuite réaliser une extension de 14,5 m².

IV.2.2 Traitement primaire (physico-chimique)

IV.2.2.1 Dimensionnement de décanteur primaire

On va dimensionner un décanteur d'une forme circulaire pour des raisons économiques avec les caractéristiques suivantes :

➤ Pour l'Horizon 2039

Tableau IV.9 : Les données de base du dimensionnement de décanteur primaire.

Paramètre	Q _{ptp} (m ³ /h)	V _c (m/h)	T _s (heure)
Horizon 2039	946,96	2	1

Tel que :

- V_c : La vitesse de chute (charge superficielle) ;
- T_s : Temps de séjour (heure).

a. Le volume de décanteur primaire

Il est calculé avec la relation suivante :

$$V_{dp} = Q_{ptp} \times T_s \dots\dots\dots (IV.18).$$

Donc : $V_{dp} = 946,96 \text{ m}^3$.

b. La surface horizontale de décanteur

$$S_h = \frac{Q_{ptp}}{V_c} \dots\dots\dots (IV.19).$$

Donc : $S_h = 473,48 \text{ m}^2$

c. Le diamètre de décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} \dots\dots\dots (IV.20).$$

Donc : $D = 24,56 \text{ m}$.

IV.2.2.2 Evaluation des charges éliminées par le décanteur primaire

La décantation physique permet d'éliminer 35 % de la DBO5 et de la DCO, ainsi que 75 % des MES et 15 % du phosphore. [8].

Le tableau suivant récapitule les quantités éliminées :

Tableau IV.10 : Evaluation des charges éliminées par le décanteur primaire.

Polluants	Concentration		Horizon 2039.		
	Entrée (mg/l)	Sortie (mg/l)	Entrée (kg/j)	Éliminée (Kg/j)	Sortie (kg/j)
DBO5	250	162,50	1354,32	474,01	880,31
DCO	385,33	180,33	1502,96	526,04	976,92
MES	192,5	40,43	875,97	656,98	218,99
Pt	21	17,85	113,76	17,06	96,70

➤ **Pour l'Horizon 2054 (Extension)**

Pour cet horizon, le dimensionnement du décanteur primaire est réalisé en tenant compte de la différence de débits entre les deux horizons :

$$Q_{tp} = Q_{tp}(2054) - Q_{tp}(2039) \dots\dots\dots (IV.21).$$

Et pour les charges polluantes :

$$L \text{ (Kg/j)} = L \text{ (2054)} - L \text{ (2039)} \dots\dots\dots (IV.22).$$

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du décanteur primaire pour les deux horizons :

Tableau IV.11 : Résultats définitifs du dimensionnement de décanteur primaire.

Paramètre	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054	
Q _{tp} .	m ³	946,96	217,5	1164,46
Volume (V).	m ³	946,96	217,5	1164,46
Surface horizontale (Sh).	m ²	473,48	108,75	582,23
Diametre (D).	m	24,56	11,77	27,23
Temps de séjour (Ts).	h	1	1	1
La charge DBO5 éliminée par le décanteur.	kg/j	474,01	121,42	595,43
La charge DCO éliminée par le décanteur.	kg/j	526,04	134,74	660,78
La charge de [P] éliminée par le décanteur.	kg/j	17,06	4,38	21,44
La charge DBO5 à la sortie du bassin.	kg/j	880,31	225,49	1105,80
La charge DCO à la sortie de bassin.	kg/j	976,92	250,24	1227,16
La charge de [P] sortie par le décanteur	kg/j	96,70	24,77	121,47
Les matières en suspension éliminées par le décanteur.	kg/j	656,98	168,29	825,27
Les matières en suspension à la sortie de décanteur.	kg/j	218,99	56,10	275,09
Nombre de bassin.	/	01	01	

- **Conclusion**

On dimensionne deux décanteurs primaires : le premier pour l'horizon 2039 avec un volume de 946,96 m³, et le second, prévu pour une extension à l'horizon 2054, avec un volume de 217,5 m³.

IV.2.3 Traitement secondaire

Le procédé proposé repose sur le principe des boues activées, Pour équiper une station d'épuration utilisant ce procédé, il est essentiel de considérer les équipements suivants :

- Un bassin biologique composé d'un :
 - Bassin anaérobie pour l'élimination de phosphore.
 - Bassin anoxie pour la dénitrification de l'azote.
 - Bassin d'aération où l'eau à traiter est en contact avec une masse bactérienne, permettant la nitrification de l'azote et l'élimination de la pollution organique.
- Un clarificateur pour la séparation de l'eau épurée et la culture bactérienne.

IV.2.3.1 Détermination du rendement d'élimination

$$R = \frac{\text{la concentration de DBO5entrée} - \text{la concentration de la DBO5sortie}}{\text{la concentration de DBO5entrée}} \times 100 \dots \dots \dots (IV.23).$$

$$R = \frac{162,50 - 30}{162,50} = 82 \%$$

D'après le rendement d'épuration le type de procédé par boues activées est un procédé à moyenne charge (Selon le Tableau I.4) :

- $0.15 < C_m < 0.40$ kg DBO5/kg MVS.j
- $0.50 < C_v < 1.5$ kg DBO5/m³.j.

➤ Pour l'Horizon 2039

IV.2.3.2 Dimensionnement de bassin biologique

Le bassin biologique est dimensionné en fonction des charges massique et volumique. Il sera de forme rectangulaire, avec une longueur L, une largeur B et une hauteur H.

On prend :

- $C_m = 0,55$ kg DBO5/kg MVS.j.
- $C_v = 0,25$ kg DBO5/m³.j

a. Le volume de bassin biologique

$$C_v = \frac{L_0}{V} \Leftrightarrow V = \frac{L_0}{C_v} \dots \dots \dots (IV.24).$$

- C_v : La charge volumique en (Kg DBO5. m⁻³.j⁻¹) ;
- L_0 : La charge en DBO5 à l'entrée du bassin d'aération en (Kg/j) ;
- V : Le volume du bassin en (m³).

Donc : $V = 1600,56 \text{ m}^3$.

b. La hauteur de bassin biologique

H est compris entre 3 et 5 m, on prend $H = 4 \text{ m}$;

c. La surface horizontale de bassin biologique :

$$Sh = \frac{V}{H} \dots\dots\dots (IV.25).$$

Donc : $Sh = 400,14 \text{ m}^2$.

Donc : On adopte deux bassins biologiques longitudinaux, chacun ayant un volume de $800,28 \text{ m}^3$ et une surface de $200,07 \text{ m}^2$.

d. La largeur de bassin

On prend une surface horizontale rectangulaire telle que $L = 2 \times B$.

Donc : $B = 10 \text{ m}$.

e. La longueur de bassin

Donc : $L = 20 \text{ m}$.

f. Le temps de séjours

$$Ts = \frac{V}{Q_{ptp}} \dots\dots\dots (IV.26).$$

Donc : $Ts = 1,69 \text{ heures}$.

IV.2.3.3 Calcul des charger polluantes

a. La charge de DBO5 éliminé (Le)

$$L_e = R \times L_0 \dots\dots\dots (IV.27).$$

Donc : $L_e = 717,79 \text{ Kg/j}$.

b. La charger de DBO5 à la sortie du bassin (Ls)

$$L_s = L_0 - L_e \dots\dots\dots (IV.28).$$

Donc : $L_s = 162,52 \text{ Kg/j}$.

c. La charge en DCO éliminée par le bassin

Le bassin biologique permet d'éliminer 80% de la DCO. [22].

$$\text{DCOé} = 0,8 \times \text{DCO} = \mathbf{781,54 \text{ Kg/j.}}$$

$$\text{DCOs} = \text{DCO} - \text{DCOé} = \mathbf{195,38 \text{ Kg/j.}}$$

d. La charge en MES éliminée par le bassin

Le bassin biologique permet d'éliminer 90% de la MES. [23].

$$\text{MESé} = 0,9 \times \text{MES} = \mathbf{197,09 \text{ Kg/j.}}$$

$$\text{MESs} = \text{MES} - \text{MESé} = \mathbf{21,90 \text{ Kg/j.}}$$

IV.2.3.4 La masse et la concentration des boues dans le bassin**a. La masse des boues dans le bassin**

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} \dots \dots \dots \text{(IV.29).}$$

Donc : $X_a = \mathbf{3521,24 \text{ Kg.}}$

b. La concentration des boues dans le bassin

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \dots \dots \dots \text{(IV.30).}$$

Donc : $[X_a] = \mathbf{2,20 \text{ Kg/m}^3}.$

IV.2.3.5 Dimensionnement de bassin d'anaérobie

Selon *Satin et al. (2010) et Degremont (2005)*, le temps de séjour doit varier entre 4 et 6 heures pour obtenir un pourcentage d'élimination du phosphore compris entre 55 % et 60 %.

a. Le volume de bassin d'anaérobie

$$V = Q_{\text{moy}} \times T_s \dots \dots \dots \text{(IV.31).}$$

Donc : $V = \mathbf{902,88 \text{ m}^3}.$

b. Surface de bassin d'anaérobie :

On prend $H = 4 \text{ m}$;

Donc : $S = \mathbf{225,72 \text{ m}^2}.$

Donc : On adopte deux (02) bassins anaérobies de volume de $\mathbf{451,44 \text{ m}^3}$ et surface unitaire de $\mathbf{112,86 \text{ m}^2}$.

c. La largeur de bassin d'anaérobie :

La largeur de bassin anaérobie = La largeur de bassin biologique.

Donc : **B= 10 m.**

d. La largeur de bassin d'anaérobie :

L = 11,29 m.

IV.2.3.6 Déphosphatation biologique :

En prenant en compte une élimination biologique du phosphore de 55 %, la quantité de phosphore éliminée et la teneur résiduelle peuvent être déterminées à partir de la relation suivante :

$$[P]_{\text{résiduelle}} = \frac{\text{Flux entrant} - \text{Flux sortant}}{Q_{\text{moyj}}} \dots\dots\dots (IV.32).$$

- Flux entrant = [Pt] = 17,85 mg/l = 96,70 Kg/j ;
- Flux sortant = 0,55×[Pt] = 9,82 mg/l = 53,185 Kg/j.

[P] résiduelle = 8 mg/l < 10mg/l.

IV.2.3.7 Dimensionnement de bassin d'anoxie :**a. Calcul de la masse d'azote à nitrifier :**

$$N_{\text{nit}} = N_{\text{K entrée}} - N_{\text{opr}} - N_{\text{ass}} - N_{\text{NH}_4^+ \text{ rejet}} - N_{\text{osr}} \dots\dots\dots (IV.33).$$

Avec :

- $N_{\text{K entrée}}$: Masse d'azote kjeldahl.
- N_{opr} : Masse organique particulaire réfractaire, égal à 2% $N_{\text{K entrée}}$.
- N_{ass} : Masse d'azote assimilée par les bactéries, égal à 0,05* DBO_5 éliminée.
- $N\text{-NH}_4 \text{ rejet}$: Masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée, égal à 5mg/l × volume journalier.
- N_{osr} : Masse d'azote organique soluble réfractaire, égal à 2% $N_{\text{K entrée}}$

$$N_{\text{K entrée}} = 272,22 \text{ Kg/j}$$

$$N_{\text{opr}} = N_{\text{osr}} = 0,02 \times 336,84 = 5,44 \text{ Kg/j.}$$

$$N_{\text{ass}} = 35,89 \text{ Kg/j.}$$

$$N\text{-NH}_4 \text{ rejet} = 27,09 \text{ Kg/j.}$$

Donc : **$N_{\text{nit}} = 198,35 \text{ Kg/j.}$**

b. Calcul de la masse d'azote à dénitrifier :

$$N_{\text{dénit}} = N_{\text{nit}} - \text{NNO}_3 \text{ rejet} \dots\dots\dots (IV.34).$$

Avec :

- $\text{NNO}_3 \text{ rejet}$: Masse journalière d'azote nitrique rejetée avec l'eau épurée, égal à $(8\text{mg/l} \times \text{volume journalier})$.

$$\text{NNO}_3 \text{ rejet} = 43,34 \text{ Kg/j.}$$

Donc : $N_{\text{dénit}} = 155,02 \text{ Kg/j.}$

c. Volume de bassin d'anoxie :

$$V = \frac{N_{\text{dénitrifier}} \times 1000}{V_a \times [\text{MVS}] \times 24} \dots\dots\dots (IV.35).$$

- V_a : cinétique de dénitrification en gramme de N NO_3 /Kg de MVS/h,
 $V_a = 2,7 \text{ g de N NO}_3 / \text{Kg de MVS/h}$;
- $[\text{MVS}]$: Concentration des boues activées dans le bassin en g/l ;
 $[\text{MVS}]$ est compris entre 3 et 6 g/l ; on prend $[\text{MVS}] = 6 \text{ g/l}$.

Donc : $V = 398,70 \text{ m}^3$.

d. Surface horizontale de bassin d'anoxie :

On prend $H = 4 \text{ m}$;

Donc : $S_h = 99,68 \text{ m}^2$.

Donc : On adopte deux (02) bassins d'anoxies de volume de $199,35 \text{ m}^3$ et surface unitaire de $99,68 \text{ m}^2$.

e. La largeur de bassin d'anoxie :

La largeur de bassin d'anoxie = La largeur de bassin biologique.

Donc : $B = 10 \text{ m}$.

f. La longueur de bassin d'anoxie :

$L = 9,97 \text{ m}$.

IV.2.3.8 Dimensionnement de bassin d'aération**a. Volume de bassin d'aération**

Le volume du bassin d'aération est déterminé par la relation suivante :

$$V_{\text{bassin d'aération}} = V_{\text{bassin biologique}} - V_{\text{bassin d'anoxie}} - V_{\text{bassin d'anaérobie}} \dots\dots\dots \text{(IV.36)}.$$

Donc : $V_{\text{bassin d'aération}} = 298,98 \text{ m}^3.$

b. La surface horizontale de bassin d'aération

On prend : $H = 4 \text{ m}$;

Donc : $S_h = 74,74 \text{ m}^2.$

Donc : nous adopterons deux (02) bassins d'aération de volume de $149,49 \text{ m}^3$ et surface unitaire $37,37 \text{ m}^2$.

c. La largeur de bassin d'aération

La largeur de bassin d'aération = La largeur de bassin biologique.

Donc : $B = 10 \text{ m}.$

d. La longueur de bassin d'aération

$$L = 3,74 \text{ m}.$$

IV.2.3.9 Besoin en oxygène**a. Besoins théorique en oxygène**

La quantité d'oxygène totale nécessaire pour assurer un traitement biologique est calculée avec la formule suivante :

$$\text{Besoin en O}_2 \text{ (kg/J)} = a' \times L_e + b' \times X_a + 4,3 \times N_N - 2,85 \times c' \times N_{D_N} \dots\dots\dots \text{(IV.37)}.$$

Avec :

- a' : Quantité d'O₂ nécessaire à l'oxydation de 1 kg de DBO₅ ;
- L_e : Quantité de BDO à éliminer en Kg/J ;
- b' : Quantité d'O₂ nécessaire à la respiration endogène de 1 kg de MVS de boues par jour
- X_a : Masse de la biomasse dans le bassin d'aération en Kg ;
- 4,3 : Taux de conversion de l'azote réduit en azote nitrique ;
- N_N : Flux d'azote à nitrifier (kg/J) ;
- 2,85 : Taux de conversion de l'azote ;

- c' : Fraction de O₂ des NO₃- récupérée par dénitrification (entre 60-70%) ;
- ND_N : Flux d'azote à dénitrifier.

Les valeurs de a' et b' en fonction du type de traitement sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.12 : valeurs de a' et b' en fonction du type de traitement par boues activées.

Type de traitement	a' kg O ₂ /kg DBO ₅	b' kg O ₂ /kg MS
Faible charge	0.65	0.065
Moyenne charge	0.6	0.08
Forte charge	0.55	0.12

On prend : $a'=0,6$.
 $b'=0,08$.
 $c'=65\%$.

Alors : **$q_{O_2} = 1278,13 \text{ Kg/j}$.**

b. La quantité horaire d'oxygène nécessaire

$$q_h = \frac{q_{O_2}}{24} \dots\dots\dots (IV.38).$$

Alors : **$q_h = 53,26 \text{ KgO}_2/\text{h}$.**

c. la quantité d'oxygène nécessaire pour m³ de bassin

$$q_{O_2} = \frac{q_{O_2}}{V} \dots\dots\dots (IV.39).$$

Donc : **$q_{O_2} = 1,60 \text{ KgO}_2/\text{m}^3$.**

IV.2.3.10 Détermination des caractéristiques de l'aérateur

a. Choix de système d'aération

On choisit les aérateurs de surface pour les avantages qu'ils offrent, qui sont les suivants :

- ✓ La simplicité de l'installation et d'utilisation ;
- ✓ Leur rendement énergétique ;
- ✓ Leur possibilité de brassage.

b. Capacité totale d'oxygène transféré (N₀)

Elle est calculée à l'aide de la relation d'HORMANIK.

$$N_0 = (1,98 \times 10^{-3} \times P_a) + 1 \dots\dots\dots (IV.40).$$

- P_a : Puissance par m² du bassin telle que $P_a = (70 \text{ à } 80) \text{ w/m}^2$; on prend : $P_a = 80 \text{ w/m}^2$

Donc : **$N_0 = 1,16 \text{ KgO}_2/\text{Kwh}$.**

c. Puissance nécessaire à l'aérateur

$$Ea = \frac{qh}{N} \dots\dots\dots (IV.41).$$

- qh : Quantité horaire d'oxygène nécessaire (KgO₂/h) ;
- N : Quantité d'oxygène par unité de puissance en (KgO₂/Kwh).

$$N = N_0 \left(\frac{\beta \times Cs - CL}{Cs} \right) \times \bar{\alpha} \times E^{T-20} \dots\dots\dots (IV.42).$$

- β : Coefficient relatif à la présence de produits tensio-actif ;

$$\beta = \frac{Cs \text{ (eau usée)}}{Cs \text{ (eau épurée)}} = 0,95$$

- Cs : Concentration de saturation en oxygène à la surface à 20°C ; Cs= 9,2mg/l pour les aérateurs de surface ;
- CL : Concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à t=25C° ; CL= (1,5÷2) mg/l.
On prend : CL=1,5 mg/l ;
- ᾱ : Facteur de correction qui relie le transfert d'oxygène à la surface de l'eau usée ;
0,8 < ᾱ < 0,95 et on prend ᾱ=0,9.

$$N_0 = 1,16 \text{ KgO}_2/\text{Kwh.}$$

$$N = 0,91 \text{ KgO}_2/\text{Kwh.}$$

Donc :

$$Ea = 58,79 \text{ Kw.}$$

d. Puissance d'agitation

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

$$Eb = Sh \times Pa \dots\dots\dots (IV.43).$$

- Eb : Puissance d'agitation en (KW)
- Sh : surface horizontale du bassin en (m²)
- Pa : puissance par m² du bassin, Pa varie entre 70 et 80 w/m². On prend : Pa=80w/m².

Donc :

$$Eb = 16,01 \text{ Kw.}$$

e. Nombre d'aérateur

$$n = \frac{Ea}{Eb} \dots\dots\dots (IV.44).$$

Donc :

$$n = 3 \text{ aérateurs pour chaque bassin.}$$

IV.2.3.11 Bilan des boues**a. Calcul de la quantité des boues en excès**

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m \times L_e - b \times X_a - X_{\text{eff}} \dots \dots \dots \text{(IV.45).}$$

Avec :

- X_{\min} : boues minérales (30% MES) ;
- X_{dur} : boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent (30 à 35%) des MVS ;
- X_t : masse totale en MVS dans le bassin (Kg) ;
- X_{eff} : boues sortantes avec l'effluent de $\text{DBO}_5 = 30 \text{ mg/l}$;
- a_m : coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO_5 éliminées) ;
- b : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

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

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

Paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
Am	0,5	0,53	0,55	0,60
B	0,06	0,055	0,05	0,07

$$X_{\min} = 0,3 \times 218,99 = 65,70 \text{ Kg/j ;}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \times 834,26 = 250,28 \text{ Kg/j ;}$$

$$X_a = 3521,24 \text{ Kg ;}$$

$$X_{\text{eff}} = 162,52 \text{ Kg/j ;}$$

$$a_m = 0,53 ;$$

$$b = 0,055.$$

Donc : $\Delta X = 340,22 \text{ Kg/j.}$

b. Concentration des boues en excès

Elle est donnée par la formule suivante :

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots \text{(IV.46).}$$

- X_m : Concentration es boues en excès en (kg/m^3).
- I_m : Indice de Mohlman.

Si $80 < I_m < 150$, les boues sont bien décantables.

Si $I_m \sim 80$; la décantation est très bonne mais les boues sont difficilement pompables.

Si $I_m \sim 150$: la décantation est très lente. [12].

On prend : $I_m = 100$ (Source : STEP Thenia).

Donc : $X_m = 12 \text{ Kg/m}^3$.

c. Débit des boues en excès

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{excés}} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots \dots \dots \text{(IV.47).}$$

$$Q_{\text{excés}} = 28,35 \text{ m}^3/\text{j}.$$

d. Débit spécifique

Il est donné par la formule suivante :

$$q_{\text{sp}} = \frac{\Delta X}{V} \dots \dots \dots \text{(IV.48).}$$

$$q_{\text{sp}} = 0,21 \text{ Kg/m}^2/\text{j}.$$

e. Le taux de recyclage en (%)

Il est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{[Xa]}{\frac{1200}{I_m} [Xa]} \dots \dots \dots \text{(IV.49).}$$

$$R = 22,45 \text{ \%}.$$

f. Débit de boues recyclées

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = R \times Q_{\text{moy j}} \dots \dots \dots \text{(IV.50).}$$

Donc : $Q_r = 1216,13 \text{ m}^3/\text{j}.$

g. Age des boues

Il est donné par la formule suivante :

$$A_b = \frac{Xa}{\Delta X} \dots \dots \dots \text{(IV.51).}$$

Donc : $A_b = 10,35 \text{ jours} \approx 11 \text{ jours}.$

➤ **Pour l'Horizon 2054 (Extension)**

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin d'aération avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{ptp} = Q_{ptp}(2054) - Q_{ptp}(2039).$$

$$Q_{moyj} = Q_{moy}(2054) - Q_{moy}(2039).$$

Donc : $Q_{ptp} = 217,5 \text{ m}^3/\text{h}$;

$$Q_{moyj} = 1387,64 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Et pour les charges polluantes :

$$L (\text{Kg/j}) = L(2054) - L(2039).$$

Les résultats définitifs du dimensionnement de bassin d'aération pour les deux horizons sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.14 : Résultats définitifs du dimensionnement de traitement biologique.

Paramètre	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054	
Débit journalier (Oj)	m ³ /j	5417,29	1387,64	6804,93
Débit de pointe en temps de pluie (Q _{ptp})	m ³ /h	946,96	217,5	1164,46
Bassin biologique				
Volume de bassin (V)	m ³	800,28	409,99	2010,55
Surface du bassin (Sh)	m ²	200,07	102,50	502,64
Hauteur (H)	m	04	04	04
Longueur (L)	m	20	14,32	
Largeur (B)	m	10	7,16	
Temps de séjours (Ts)	Heure	1,69	1,42	
Rendement d'élimination	%	82%	82%	
Charge de DBO5 éliminé (Le)	Kg/j	717,79	183,86	
Charger de DBO5 à la sortie du bassin (Ls)	Kg/j	162,52	41,63	
Charge en DCO éliminée par le bassin	Kg/j	781,54	200,19	
Charge en DCO à la sortie	Kg/j	195,38	50,05	
Charge en MES éliminée par le bassin (MES _é)	Kg/j	197,09	50,49	
Charge en MES à la sortie (MES _s)	Kg/j	21,90	5,61	
Masse des boues dans le bassin (Xa)	Kg	3521,24	901,97	
Concentration des boues dans le bassin [Xa]	Kg/m ³	2,20	2,20	
Nombre de bassin.	Bassin	02	01	

Bassin d'anaérobie				
Volume de bassin (V)	m ³	451,44	231,27	1134,15
Surface du bassin (Sh)	m ²	112,86	57,82	283,4
Hauteur (H)	m	04	04	
Longueur (L)	m	11,29	8,08	
Largeur (B)	m	10	7,16	
[P]résiduelle	mg/l	8	8	
Nombre de bassin	Bassin	02	01	
Bassin d'anoxie				
Masse d'azote à nitrifier (Nnit)	Kg/j	198,35	50,81	249,16
Masse d'azote à dénitrifier (Ndénit)	Kg/j	155,02	39,71	194,72
Volume de bassin (V)	m ³	199,35	102,13	500,83
Surface du bassin (Sh)	m ²	49,84	25,53	125,21
Longueur (L)	m	9,97	3,57	
Largeur (L)	m	10	7,16	
Nombre de bassin	Bassin	02	01	
Bassin d'aération				
Volume de bassin (V)	m ³	149,49	76,58	375,56
Surface du bassin (Sh)	m ²	37,37	19,15	93,89
Longueur (L)	m	3,74	1,34	
Largeur (L)	m	10	7,16	
Nombre de bassin	Bassin	02	01	
Besoin en oxygène				
Besoins théorique en oxygène (qO ₂)	Kg/j	1203,61	327,39	
Quantité horaire d'oxygène nécessaire (qh)	KgO ₂ /h	50,15	13,64	
Quantité d'oxygène nécessaire pour m ³ du bassin. (qO ₂ bassin)	KgO ₂ /m ³ .	0,75	0,80	
Aérateur				
Capacité totale d'oxygène transféré (N ₀)	KgO ₂ /Kwh	1,16	1,16	
Puissance nécessaire à l'aérateur (Ea)	KgO ₂ /Kwh	55,36	15,06	
Puissance d'agitation (Eb)	Kw	16,01	8,20	
Nombre d'aérateur (pour chaque bassin)	Aérateur	03	02	

Bilan des boues.				
Quantité des boues en excès (ΔX).	Kg/j	340,22	87,15	
Concentration des boues en excès (X_m).	Kg/m ³ .	12	12	
Débit des boues en excès ($Q_{excès}$)	m ³ /j	28,35	7,26	
Débit spécifique (q_{sp})	Kg/m ² /j.	0,21	0,21	
Le taux de recyclage (R)	%	22,45%	22,45%	
Débit de boues recyclées Q_r	m ³ /j.	1216,13	311,51	
Age des boues (A_b)	Jours	10,35	10,35	

- **Conclusion**

On dimensionne trois bassins biologiques. Les deux premiers bassins seront dimensionnés pour l'horizon 2039 avec un volume utile de 800,28 m³ chacun. Le troisième bassin, prévu pour une extension à l'horizon 2054, aura un volume de 409,99 m³.

V.2.3.12 Dimensionnement de clarificateur (décanteur secondaire)

➤ **Pour l'Horizon 2039**

Pour le dimensionnement du clarificateur on choisit un clarificateur sous forme circulaire, les données de bases sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.15 : Les données de base de dimensionnement de clarificateur.

Paramètre	Q _{tp} (m ³ /h)	T _s (h)	H(m)
Horizon 2039.	946,96	2	4

a. Le volume de décanteur secondaire

$$V = Q_{tp} \times T_s$$

Donc : **V = 1893,92 m³.**

b. La surface horizontale

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

Donc : **S_h = 473,48 m².**

Alors, nous adopterons deux clarificateurs de surface unitaire de **236,74 m².**

c. Le diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}}$$

Donc : **D = 17,37 m.**

➤ **Pour l'Horizon 2054 (Extension)**

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin d'aération avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{\text{tp}} = Q_{\text{tp}}(2054) - Q_{\text{tp}}(2039).$$

Les résultats définitifs du dimensionnement de décanteur secondaire pour les deux horizons sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.16 : Résultats définitifs du dimensionnement de décanteur secondaire.

Paramètre	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054	
Hauteur	m	04	04	
Temps de séjour	Heure	02	02	
Volume	m ³	946,96	435	2328,92
Surface horizontale	m ²	236,74	108,75	582,23
Diamètre	m	17,37	11,77	
Nombre.	clarificateurs	02	01	

• **Conclusion**

On dimensionne trois clarificateurs. Les deux premiers seront prévus pour l'horizon 2039 avec un volume utile de 946,96 m³ chacun. Le troisième clarificateur, destiné à une extension pour l'horizon 2054, aura un volume de 435 m³.

IV.2.4 Traitement tertiaire

IV.2.4.1 Désinfection par le filtre à sable

Dans le système de filtration par sable, une couche de sable de qualité appropriée est utilisée. L'eau traverse cette couche à une vitesse relativement basse, permettant ainsi aux particules en suspension d'être retenues dans les espaces inter granulaires. Le filtre à sable sépare les matières en suspension de deux manières : les particules plus grosses que les pores du lit de sable sont séparées par filtration, tandis que les particules plus petites s'adsorbent aux grains de sable. Au fur et à mesure que le lit de sable se charge en matières en suspension, un gâteau de filtration se forme à sa surface, réduisant la porosité et améliorant ainsi la séparation des particules.

IV.2.4.2 Étude technico-économique des méthodes de désinfection proposées

Dans les systèmes de traitement des eaux usées, le filtre à sable est souvent associé à des technologies avancées comme l'ozonation et les UV pour améliorer la qualité de l'eau destinée à l'irrigation en éliminant efficacement les contaminants microbiens et organiques. Notre démarche consiste à examiner en détail deux méthodes de désinfection, l'ozonation et les UV, afin de déterminer laquelle est la plus appropriée. L'objectif est de réaliser une étude comparative approfondie pour choisir la méthode la plus adaptée à nos besoins.

Tableau IV.17 : Comparaison entre deux méthodes de désinfection.

Caractéristique	Désinfection par Ultraviolets	Désinfection par Ozonation
Principe de Fonctionnement.	Les UV emploient des rayons ultraviolets pour inactiver les micro-organismes.	L'ozonation implique la génération d'ozone (O ₃) afin d'oxyder et d'éliminer à la fois les microorganismes et la matière organique.
Avantages.	<ul style="list-style-type: none"> - Le coût initial est généralement moins élevé pour les petites installations. - Utilisation de lampes UV pour une désinfection efficace 	<ul style="list-style-type: none"> - Elimine la DCO_{dure}. - Réduire les odeurs désagréables. - Efficace pour clarifier l'eau non claire
Inconvénients.	<ul style="list-style-type: none"> - Moins performant dans la clarification de l'eau et la réduction des odeurs. - Nécessite un prétraitement pour éliminer les particules en suspension. - De plus, les lampes UV nécessitent un remplacement périodique. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le coût initial est plus élevé en raison de l'équipement d'ozonation, accompagné de coûts de maintenance supérieurs. - Il faut gérer les sous-produits chimiques générés par l'ozonation.
Espace requis.	<ul style="list-style-type: none"> - Compact, nécessite moins d'espace. 	<ul style="list-style-type: none"> - Exige plus d'espace en raison des générateurs d'ozone et des composants de dosage.
Consommation d'énergie.	<ul style="list-style-type: none"> - En général, elle consomme moins d'énergie que l'ozonation. 	<ul style="list-style-type: none"> - Peut entraîner une consommation d'énergie plus élevée en raison de la production d'ozone.
Temps de contact nécessaire pour l'efficacité	<ul style="list-style-type: none"> - La durée de contact courte nécessite un prétraitement efficace. 	<ul style="list-style-type: none"> - De durée relativement courte, mais cela dépend du système.
Élimination des goûts et odeurs	<ul style="list-style-type: none"> - Moins performant que l'ozonation. 	<ul style="list-style-type: none"> - Efficace pour éliminer les goûts et les odeurs.
Application courante	<ul style="list-style-type: none"> - Désinfection de l'eau potable et traitement des eaux usées. 	<ul style="list-style-type: none"> - Désinfection et traitement des eaux usées, ainsi que traitement de l'eau potable dans certains cas.
Coûts opérationnels	<ul style="list-style-type: none"> - Généralement moins élevés comparativement à l'ozonation. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le coût peut être supérieur en raison de la consommation d'énergie.

- **Conclusion**

Après une analyse approfondie des méthodes de désinfection par ozonation et par ultraviolets (UV), la désinfection par UV, combinée à la filtration par sable en tant que prétraitement, est considérée comme le choix optimal pour notre situation particulière.

IV.2.4.3 Désinfection par les lampes UV

Depuis quelques années, les ultraviolets (UV) sont devenus les principaux moyens de désinfection des eaux usées urbaines. Offrant un taux élevé de désinfection, cette technologie nécessite un investissement important mais présente l'avantage de ne pas générer de sous-produits de désinfection. Les UV éliminent les agents pathogènes (bactéries, virus ...) en altérant leur ADN ou leurs gènes pour les empêcher de se reproduire. Pour cela, on utilise des lampes à mercure à basse pression qui émettent 85% de leur énergie sous des longueurs d'onde nocives pour les agents pathogènes lorsqu'elles sont appliquées sur les eaux usées.

IV.2.4.4 Dimensionnement de traitement tertiaire

On établit les dimensions du traitement tertiaire en tenant compte d'une perspective à long terme jusqu'en 2054.

IV.2.4.4.1 Dimensionnement de filtre à sable

Ce filtre présente une granulométrie moyenne comprise entre 0,8 et 1,5 mm, avec une épaisseur variant de 0,9 à 1,2 mètres.

a. La surface du lit de sable

Le calcul de la surface est en fonction de la vitesse de filtration optimal (V_f) qui varie entre 5 à 7 m/h.

$$V_f = \frac{Q_{ptp}}{S_{lit}} \iff S_{lit} = \frac{Q_{ptp}}{V_f} \dots\dots\dots (IV.52).$$

Avec :

- S_{lit} : Surface du lit (m^2).
- V_f : Vitesse de filtration, on prendra $V = 5$ m/h.

Donc : **$S_{lit} = 232,89 \text{ m}^2$.**

b. Les pertes de charge

Pour déterminer les pertes de charge dans tout régime d'écoulement, la formule d'Ergun sera utilisée.

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{150 \cdot (1-\varepsilon)^2 \cdot v \cdot \mu}{\varepsilon^3 \cdot d_p^2} + \frac{1,75 \cdot (1-\varepsilon) \cdot v^2 \cdot \rho}{\varepsilon^3 \cdot d_p} \dots\dots\dots (IV.53).$$

Avec :

- ΔP : Perte de charge (m);
- H : Hauteur du lit (m) ;
- V : Vitesse de filtration (m/s) ;
- dp : Diamètre moyen des particules (m) ;
- ρ : Masse volumique du sable (kg/m³) ;
- μ : Viscosité dynamique de l'eau à 20°C (Pas) ;
- ϵ : Porosité initiale du lit.

Tableau IV.18: Propriétés du lit de filtration.

d (mm)	ρ (Kg/m ³)	ϵ	μ (Pas)	H (m)
1	2610	0,4	10 ⁻³	1

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{150*(1-0,4)^2*1,38*10^{-3}*10^{-3}}{0,4^3*10^{-3}} + \frac{1,75*(1-0,4)*(1,38*10^{-3})^2*2610}{0,4^3*10^{-3}}$$

Donc :
$$\frac{\Delta P}{H} = 1,246 \text{ m.}$$

IV.2.4.4.2 Dimensionnement de rétro-lavage

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

$$U_t = U_t' \times \left(\frac{\rho_f^2}{\mu_f \times (\rho_p - \rho_f) \times g} \right)^{-1/3} \dots\dots\dots (IV.54).$$

Tel que :

$$U_t' = \left[\left(\frac{18}{d_p^2} \right) + \left(\frac{(2.355 - 1.744 * \Phi)}{d_p^{0.5}} \right) \right]^{-1} \dots\dots\dots (IV.55).$$

Avec :

- U_t : Vitesse de sédimentation (m/s).
- U_t' : Vitesse terminal sans dimension de particule (m/s).
- ρ_f : Viscosité du fluide (kg/m³).
- Φ : Facteur de la forme de sable.
- g : L'accélération de la pesanteur.

Tableau IV.19 : Caractéristique des fluides du rétro-lavage.

	Masse volumique à 20°C (ρ_f) (kg/m ³)	Viscosité dynamique (Pas) à 20°C
L'eau	1000	10 ⁻³
L'air sec	1,204	1.87*10 ⁻⁵

$$Ut' = \left[\frac{18}{10^{-6}} + \left(\frac{2,355 - 1,744 * 1}{(10^{-3})^{0,5}} \right) \right]^{-1}$$

Donc : $Ut' = 5,55 * 10^{-8} \text{ m/s.}$

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

$$Ut_{\text{eau}} = 5,55 * 10^{-8} * \left(\frac{1000^2}{10^{-3} * (2610 - 1000) * 9,81} \right)^{-1/3}$$

Donc : $Ut_{\text{eau}} = 1,39 * 10^{-9} \text{ m/s}$

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

$$Ut_{\text{air}} = 5,55 * 10^{-8} * \left(\frac{1,204^2}{1,87 * 10^{-5} * (2610 - 1,204) * 9,81} \right)^{-1/3}$$

Donc : $Ut_{\text{air}} = 3,84 * 10^{-8} \text{ m/s.}$

b. Le débit de lavage

La vitesse ascendante de l'eau et de l'air doit être d'environ 10% de la vitesse de sédimentation du média filtrant.

$$Q = 0,1 * Ut * S_{\text{lit}} \dots \dots \dots \text{(IV.56).}$$

➤ **Le débit d'eau de lavage**

$$Q_{\text{eau}} = 0,1 * 1,39 * 10^{-9} * 232,89.$$

$$Q_{\text{eau}} = 3,23 * 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s.}$$

➤ **Le débit d'air de lavage**

$$Q_{\text{air}} = 0,1 * 3,84 * 10^{-8} * 232,89.$$

$$Q_{\text{air}} = 8,94 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s.}$$

c. La perte de charge du média filtrant

$$\Delta P = H * g * (1 - \epsilon_{\text{lit}}) * (\rho_p - \rho_f) \dots \dots \dots \text{(IV.57).}$$

➤ **La perte de charge de l'eau du média filtrant**

$$\Delta P_{\text{eau}} = 10^{-3} * 9,81 * (1 - 0,4) * (2610 - 1000).$$

$$\Delta P_{\text{eau}} = 9,48 \text{ m.}$$

➤ **La perte de charge de l'air du média filtrant**

$$\Delta P_{\text{air}} = 10^{-3} * 9,81 * (1 - 0,4) * (2610 - 1,204).$$

$$\Delta P_{\text{air}} = 15,36 \text{ m.}$$

d. Le volume nécessaire à la phase de rétro-lavage

On a : $V_i = Q_i * T_{\text{rétro-lavage}}$ (IV.58).

Avec :

- Q_i : débit de lavage ;
- $T_{\text{rétro-lavage}}$: le temps d'injection ;

On prend : 6 min comme temps d'injection de l'eau et 4 min d'injection de l'air

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

$$V_{\text{eau}} = 3,23 \times 10^{-8} \times 6 \times 60.$$

$$V_{\text{eau}} = 1,165 \times 10^{-5} \text{ m}^3.$$

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

$$V_{\text{air}} = 8,94 \times 10^{-7} \times 4 \times 60.$$

$$V_{\text{air}} = 2,15 \times 10^{-4} \text{ m}^3.$$

Les résultats définitifs du dimensionnement de filtre à sable pour l'horizon 2054 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.20 : Résultats définitifs du dimensionnement de filtre à sable.

Paramètres	Unité	Horizon 2054
Surface du lit de sable (S_{lit})	m ²	232,89
Perte de charge d'un filtre à sable (ΔP)	m	1,246
Vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant ($U_{\text{t eau}}$)	m/s	$1,39 \times 10^{-9}$
Vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant ($U_{\text{t air}}$)	m/s	$3,84 \times 10^{-8}$
Débit d'eau de lavage (Q_{eau})	m ³ /s	$3,23 \times 10^{-8}$
Débit d'air de lavage (Q_{air})	m ³ /s	$8,94 \times 10^{-7}$
Perte de charge de l'eau du média filtrant (ΔP_{eau})	m	9,48
Perte de charge de l'air du média filtrant (ΔP_{air})	m	15,36
Volume d'air à la phase de rétro-lavage (V_{eau})	m ³	$1,165 \times 10^{-5}$
Volume d'air à la phase de rétro-lavage (V_{air})	m ³	$2,15 \times 10^{-4}$

➤ **Evaluation des charges éliminées par le filtre à sable**

Le filtre à sable permet d'éliminer 90 % de la DBO₅, 80 % de la DCO et 83 % de MES. [23].

Le tableau suivant récapitule les quantités éliminées et les compare avec les normes de réutilisation :

Tableau IV.21 : Evaluation des charges éliminées par le filtre à sable.

Paramètre	Quantité éliminé	Qualité des eaux après le filtre à sable.	Normes de réutilisation.
DBO ₅	27	3	30
DCO	28,85	7,21	90
MES	3,36	0,69	30

Donc : Les eaux que nous avons traitées respectent les normes de réutilisation.

IV.2.4.4.3 Dimensionnement de système UV

Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur B et de hauteur H.

a. Le volume de bassin UV

$$V = Q_{\text{ptp}} \times T_s.$$

Avec : $T_s = 30$ min.

Donc : $V = 582,23 \text{ m}^3.$

b. La surface horizontale de bassin UV

On prend : $H = 4 \text{ m}$;

Donc : $S_h = 145,56 \text{ m}^2.$

c. La largeur de bassin UV

Donc : $B = 8,53 \text{ m}.$

d. La longueur de bassin UV

Donc : $L = 17,06 \text{ m}.$

IV.2.4.4.4 Détermination la dose UV requise

La dose UV habituellement utilisée pour le traitement de l'eau se situe généralement entre 30 et 40 mJ/cm², Prenons 35 mJ/cm² comme valeur moyenne.

a. Estimation de la transmittance UV de l'eau

L'eau purifiée a généralement une bonne transmittance UV. Supposons une transmittance de 95% pour 1 cm.

b. La puissance UV nécessaire

$$\text{Puissance UV (W)} = \frac{\text{Dose} \left(\frac{\text{mJ}}{\text{cm}^2} \right) \times \text{Débit} \left(\frac{\text{L}}{\text{s}} \right)}{\text{Transmittance}(\%)} \dots \dots \dots \text{(IV.59).}$$

➤ Pour l'Horizon 2039

Donc : $\text{Puissance UV} = 9691 \text{ W}.$

➤ **Pour l'Horizon 2054**

Donc : **Puissance UV = 2226 W.**

c. Nombre des lampes UV

On choisit d'utiliser des lampes UV de 200 W chacune ; Donc :

$$N = \frac{\text{Puissance}}{200} \dots\dots\dots \text{(IV.60).}$$

➤ **Pour l'Horizon 2039**

Donc : **N = 48 lampes.**

➤ **Pour l'Horizon 2054**

Donc : **N=12 lampes.**

• **Conclusion**

On dimensionne le bassin de désinfection de la station d'épuration de la ville de Thenia pour l'horizon 2054, avec un volume total de 582,23 m³. Initialement, on installe 48 lampes UV pour l'horizon 2039, puis on ajoute 12 lampes supplémentaires pour atteindre un total de 60 lampes à l'horizon 2054.

IV.2.5 Traitement des boues

On établit les dimensions du traitement des boues en tenant compte d'une perspective à long terme jusqu'en 2054.

IV.2.5.1 Dimensionnement de l'épaisseur**a. Boues issues du décanteur primaire (ΔX_p)**

$$\Delta X_p = \text{MES}_{\text{éliminé}} + \text{DBO}_5_{\text{éliminé}} + \text{DCO}_{\text{éliminé}}.$$

$$\Delta X_p = 2081,48 \text{ Kg/j.}$$

b. Boues issues du décanteur secondaire (ΔX_s)

$$\Delta X_s = 427,37 \text{ Kg/j.}$$

c. Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage (Q_t)➤ **la quantité totale journalière des boues sera**

$$\Delta X_t = \Delta X_p + \Delta X_s$$

Donc : **$\Delta X_t = 2508,85 \text{ Kg/j.}$**

➤ **La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur**

- Pour les boues primaires $S1 = 20$ à 30 g/l ;
- Pour les boues secondaires $S2 = 10$ g/l.

➤ **Le débit arrivant du décanteur primaire**

$$Q1 = \frac{\Delta Xp}{S1} \dots\dots\dots (IV.61).$$

Donc : **$Q1=83,26$ m³/j.**

➤ **Le débit arrivant du décanteur secondaire**

$$Q2 = \frac{\Delta Xs}{S2} \dots\dots\dots (IV.62).$$

$$\mathbf{Q2=42,74m^3/j.}$$

Donc : **$Q_{total}=126m^3/j.$**

➤ **La concentration de mélange**

$$S_{mélange} = \frac{\Delta Xt}{Qt} \dots\dots\dots (IV.63).$$

$$\mathbf{S_{mélange}=19,91\text{ g/l.}}$$

d. Volume de l'épaississeur (Ve)

$$Ve = Qt \times Ts$$

- Ts : Temps de séjour, on prend $Ts = 2$ jours.

Donc : **$Ve = 251,99$ m³.**

e. Surface de l'épaississeur (Se)

$$Se = \frac{Ve}{H}$$

Tel que : la hauteur H varie entre 3 et 4 m, on prend : **$H= 4m.$**

Donc : **$Se= 63m.$**

f. Diamètre de l'épaississeur

$$De = \sqrt{\frac{4 \times Se}{\pi}}$$

Donc : **$De = 8,96$ m.**

g. Débit des boues sorties de l'épaississeur

$$Q_{be} = \frac{\Delta X}{C_{be}} \dots \dots \dots (IV.64).$$

- C_{be} : la concentration des boues entre 80 et 100 g/l, on prend $C_{be} = 90$ g/l.

Donc : **$Q_{be} = 27,88 \text{ m}^3/\text{j}$.**

IV.2.5.2 Dimensionnement de stabilisateur aérobie

La digestion, ou élimination de la matière organique, se fait ici par digestion aérobie en présence d'oxygène. D'autres méthodes incluent la digestion anaérobie et la stabilisation chimique avec ajout de chaux.

a. Volume de digesteur (V_{di})

$$V_{di} = X_{BII} \times T_s.$$

Tel que : $X_{BII} = Q_{be}$; et $T_s = 25$ jours.

Donc : **$V_{di} = 696,90 \text{ m}^3$.**

b. Surface de digesteur (S_{di})

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

Donc : **$S_{di} = 232,30 \text{ m}^2$.**

c. Diamètre de digesteur (D_{di})

Donc : **$D_{di} = 17,20 \text{ m}$.**

IV.2.5.3 Dimensionnement de lit de séchage

Les boues épaissies sont étalées sur des lits spécialement conçus pour leur déshydratation naturelle, délimités par des murettes. Chaque lit est constitué d'une couche de sable sur une couche de gravier, avec des drains en dessous pour collecter les eaux résiduelles. La hauteur maximale de boues pouvant être étalée est de 40 cm. Il est conseillé de remplir les lits tous les 2 à 3 jours pour un séchage efficace, dont la durée varie de 4 à 6 semaines selon les conditions climatiques. Pour un lit alimenté en un seul point, la largeur optimale est de 8 mètres, avec une longueur de 20 à 30 mètres.

➤ On choisit les dimensions suivantes :

$$B = 8 \text{ m} ; L = 30 \text{ m} ; H = 0,2 \text{ m}.$$

a. Le volume d'un lit

$$V = b \times L \times H \dots \dots \dots (IV.65).$$

Donc : **$V = 48 \text{ m}^3$.**

b. Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

Le processus de séchage des boues sera effectué quotidiennement, avec une période de latence correspondant à l'enlèvement des boues séchées et au nettoyage des lits. Le volume des boues à extraire quotidiennement, V_i , correspond à la quantité de boues à retirer, qui est :

$$V_i = \frac{Qf}{[\text{boues s}]} \dots\dots\dots (IV.66).$$

Avec :

- $Qf = MVS_s = 1047,96 \text{ Kg/j}$.
- $[\text{Boues s}]$: La concentration des boues du stabilisateur varie entre 20 et 60 g/l.

On prend 40 g/l.

Donc : $V_1 = 26,20 \text{ m}^3/\text{j}$.

- Nombre de lits nécessaires à chaque épandage :

$$n \geq \frac{V_1}{V} \dots\dots\dots (IV.67).$$

Donc : $n = 01 \text{ lits}$.

c. Volume des boues épandues par lit et par an

On considère qu'un lit est utilisé environ 12 fois par an.

On a : $V_2 = 12 \times V_1 \dots\dots\dots (IV.68).$

Donc : $V_2 = 314,39 \text{ m}^3$.

d. Le volume des boues à sécher par année

On a : $V_{ba} = V_1 \times 365 \dots\dots\dots (IV.69).$

Donc : $V_{ba} = 9562,62 \text{ m}^3$.

e. Nombre de lits nécessaires par année

On a : $N \geq \frac{V_{ba}}{V_2} \dots\dots\dots (IV.70).$

Donc : $N = 30 \text{ lits}$.

f. Surface nécessaire

$$S = S_0 \times N \dots\dots\dots (IV.71).$$

Où : S_0 : surface d'un lit de séchage : $S_0 = L \times b = 30 \times 8 = 240 \text{ m}^2$.

Donc : $S_t = 240 \times 30 = 7300 \text{ m}^2$.

Les résultats définitifs du dimensionnement des ouvrages de traitements des boues pour les deux horizons sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.22 : Résultats définitifs du calcul de traitements des boues.

Paramètre	Unité	Horizon 2054
Epaississeur		
Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage (Qt)	m ³ /j	126
Volume de l'épaississeur (Ve)	m ³	251,99
Surface horizontale (Se)	m ²	63
Hauteur (He)	m	04
Diamètre (De)	m	8,96
Temps de séjour (Ts)	j	02
Débit des boues à la sortie (Qbe)	m ³ /j	27,88
Stabilisateur aérobic		
Volume de digesteur (Vdi)	m ³	696,90
Hauteur de digesteur (Hdi)	m	03
Surface de digesteur (Sdi)	m ²	232,30
Diamètre de digesteur (Ddi)	m	17,20
Lit de séchage		
Le volume d'un lit. (Vlit)	m ³	48
Nombre de lits nécessaires à chaque épandage. (n)	Lits	01
Le volume des boues à extraire quotidiennement (V1)	m ³	26,20
Volume des boues épandues par lit et par an (V2)	m ³	314,39
Le volume des boues à sécher par an (Vba)	m ³	9562,62
Nombre de lits nécessaires (N)	Lits	30
Surface nécessaire	m ²	7300

IV.3 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les divers composants du système de traitement des eaux usées de la ville de Thenia, en tenant compte des besoins projetés jusqu'en 2039, avec une extension prévue jusqu'en 2054 pour le traitement primaire et secondaire. Pour toutes les autres étapes de traitement, les besoins sont évalués jusqu'en 2054.

La stratégie de traitement choisie garantira que la qualité de l'eau épurée respecte les normes de réutilisation pour l'irrigation, tout en permettant également un rejet sécurisé des eaux usées traitées dans l'environnement naturel.

Chapitre V :
Calcul hydraulique.

V.1 Introduction

Le dimensionnement d'une station d'épuration inclut les ouvrages de traitement et le réseau de collecteurs les reliant. Le calcul hydraulique, étape cruciale de ce processus, détermine les caractéristiques optimales des conduites pour un écoulement efficace des effluents. Il permet également de tracer le profil hydraulique complet de la station, représentant précisément les niveaux d'eau depuis l'arrivée des effluents bruts jusqu'au rejet des eaux épurées. La ligne piézométrique obtenue révèle les variations de charge hydraulique et identifie les points critiques nécessitant des mesures spécifiques.

V.2 Déversoir d'orage

V.2.1 Définition d'un déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est une structure conçue pour évacuer directement une partie des eaux usées vers le milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse un certain seuil. Ces dispositifs sont généralement intégrés aux réseaux unitaires pour limiter les débordements vers le réseau aval, en particulier vers les stations de traitement des eaux usées, lors de fortes précipitations. [24].

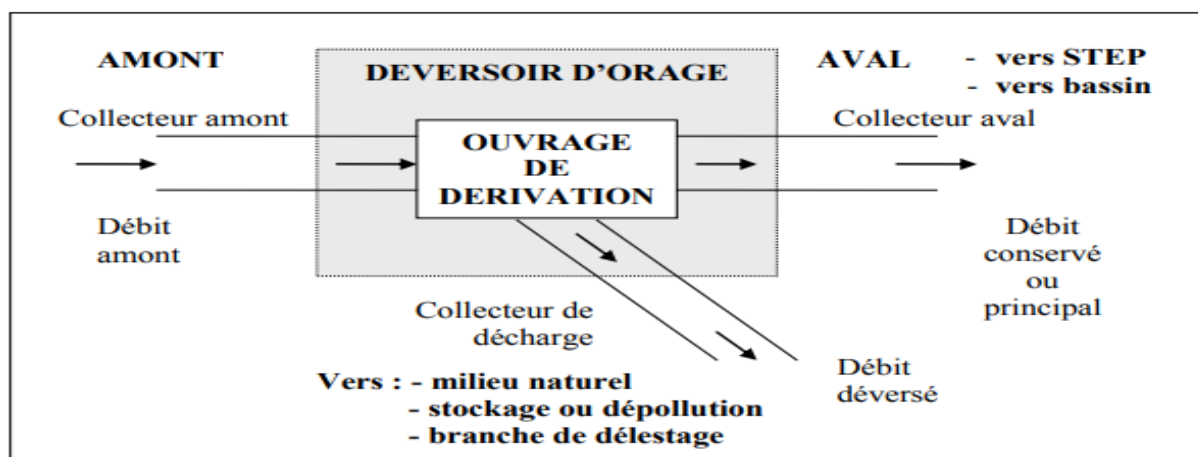


Figure V. 1 : Schéma de principe du déversoir d'orage. [24].

V.2.2 Type des déversoirs

On distingue plusieurs types de déversoir :

- Déversoirs d'orage à seuil frontal.
- Déversoirs d'orage à seuil latéral.
- Déversoirs d'orage avec ouverture du radier.
- Déversoir d'orage à double seuil latéral. [24].

V.2.3 Choix du type de déversoir

Le choix du type de déversoir ne repose pas seulement sur le calcul de son fonctionnement, mais également sur divers autres facteurs, notamment le régime d'écoulement, la position de l'exutoire, la topographie du terrain et les niveaux d'eau de l'émissaire.

Dans le cadre de notre projet, On a décidé d'opter pour un déversoir d'orage à seuil latéral, en raison de la faible pente du terrain et de la position de l'exutoire. Ce choix est justifié par les avantages que ce type de déversoir offre en termes de facilité d'entretien et d'exploitation.

V.2.4 Dimensionnement du déversoir d'orage

Nous allons établir les dimensions du déversoir d'orage en tenant compte d'une perspective à long terme jusqu'en 2054.

V.2.4.1 Calcul des débits

a. A l'amont du déversoir véhiculera un débit de :

On a : $Q_{\text{amont}} = Q_{\text{pts}} + Q_{\text{pluviale}} \dots\dots\dots (V.1).$

- Le débit de pointe par temps sec : $Q_{\text{pts}} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}.$
- Le débit pluvial $Q_{\text{pluviale}} = 6120 \text{ m}^3/\text{h} = 1,7 \text{ m}^3/\text{s}.$ (Source : DRE Boumerdes).

Donc : $Q_{\text{amont}} = 6508,15 \text{ m}^3/\text{h} = 1,81 \text{ m}^3/\text{s}.$

b. A l'aval du déversoir véhiculera un débit de :

On a : $Q_{\text{aval}} = Q_{\text{ptp}} \dots\dots\dots (V.2).$

Donc : $Q_{\text{aval}} = 1164,46 \text{ m}^3/\text{h} = 0,32 \text{ m}^3/\text{s}.$

c. Le débit déversé par le déversoir d'orage est :

On a : $Q_d = Q_{\text{amont}} - Q_{\text{aval}} \dots\dots\dots (V.3).$

Donc : $Q_d = 5343,69 \text{ m}^3/\text{h} = 1,49 \text{ m}^3/\text{s}.$

V.2.4.2 Détermination des dimensions du déversoir

a. A l'amont du déversoir

Le collecteur principal transportera un débit de : $1,81 \text{ m}^3/\text{s}.$

Le diamètre du collecteur qui transportera le débit total d'eau est calculé pour 2054.

$$Q_{\text{amont}} = 1,81 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$I = 3 \text{ \%}.$$

Et d'après l'abaque de Bazin (Annexe II) :

- $D_e = 1000$ mm (diamètre à l'entrée de déversoir).
- $Q_{ps} = 3$ m³/s (débit à pleine section).
- $V_{ps} = 4$ m/s (vitesse à pleine section).

Et d'après l'abaque de Bazin (Annexe III) :

- $r_Q = \frac{Q_{amont}}{Q_{ps}} = 0,6$ (rapport des débits).
- $r_H = \frac{H_e}{D_e} = 0,56$. (hauteur de remplissage).
- $r_V = \frac{V}{V_{ps}} = 1,06$. (rapport des vitesses).

Donc : **$H_e = 560$ mm.**

$V = 4,24$ m/s.

b. A l'aval du déversoir

$$Q_{aval} = Q_{ptp} = 0,32 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 3 \%$$

Et d'après l'abaque de Bazin (Annexe II) :

- $D_s = 500$ mm.
- $Q_{ps} = 0,41$ m³/s.
- $V_{ps} = 3$ m/s.

Et d'après l'abaque de Bazin (Annexe III) :

- $r_Q = \frac{Q_{amont}}{Q_{ps}} = 0,78$;
- $r_H = \frac{H_s}{D_s} = 0,65$;
- $r_V = \frac{V}{V_{ps}} = 1,1$.

Donc : **$H_s = 325$ mm.**

$V = 3,30$ m/s.

c. Hauteur de lame d'eau déversée

On a : $H_d = \frac{H_e - H_s}{2}$ (V.4).

Donc : **$H_d = 117,5$ mm.**

d. La largeur du seuil déversant

$$b = \frac{3 \times Qd}{2 \times m \times \sqrt{2g} \times H_d^{\frac{3}{2}}} \dots\dots\dots (V.5).$$

Avec :

- m : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversé pour les crêtes minces m= 0,6.
- g : L'accélération de la pesanteur 9.81 m²/s.

Donc : **b = 20,85 m.**

V.3 Conduite de fuite**V.3.1 Définition d'une conduite de fuite**

C'est une conduite conçue pour évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued. Pour assurer un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

V.3.2 Dimensionnement de la conduite fuite

$$Qd = 1,49 \text{ m}^3/\text{s}. \qquad I = 2,5\%.$$

Et d'après l'abaque de Bazin (Annexe II) :

- D_s = 1000 mm.
- Q_{ps} = 2,75 m³/s.
- V_{ps} = 4 m/s.

Et d'après l'abaque de Bazin (Annexe III) :

- $r_Q = \frac{Q_d}{Q_{ps}} = 0,54$;
- $r_H = \frac{H_d}{D_d} = 0,52$;
- $r_V = \frac{V}{V_{ps}} = 1,02$.

Donc : **H_d = 530 mm.**

V = 4,08 m/s.

V.4 Conduite du By-pass**V.4.1 Dimensionnement de la conduite By-pass**

Cette conduite est destinée à transporter un débit de Q_{ptp} = 0,32 m³/s avec une pente de 2%. Son rôle est d'intervenir en cas de danger à la station de relevage en direction de centre du récepteur.

$$Q_{ptp} = 0,32 \text{ m}^3/\text{s}. \qquad I = 2 \%$$

Et d'après l'abaque de Bazin (Annexe II) :

- ✓ $D_s = 500$ mm.
- ✓ $Q_{ps} = 0,35$ m³/s
- ✓ $V_{ps} = 2$ m/s.

Et d'après l'abaque de Bazin (Annexe III) :

- ✓ $r_Q = \frac{Q_{aval}}{Q_{ps}} = 0,92$;
- ✓ $r_H = \frac{H_s}{D_s} = 0,74$;
- ✓ $r_V = \frac{V}{V_{ps}} = 1,13$.

Donc : **H_s = 370 mm.**
V = 2,26 m/s.

V.5 Profil hydraulique

Le profil hydraulique implique le calcul des niveaux d'eau à différents points le long du système de traitement, permettant de déterminer la position de la ligne de charge. Ensuite, ces niveaux sont connectés par une ligne appelée ligne piézométrique.

V.5.1 Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages

Les côtes sont représentées dans le tableau suivant :

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

Désignation des ouvrages.	Unité	Côte terrain naturel TN.
Horizon 2039		
Dégrilleur.	m	101,93
Dessableur – déshuileur.	m	101,79
Décanteur primaire (I).	m	99
Bassin biologique (I) et (II).	m	98,77
Clarificateur (I) et (II).	m	97,34
Filtre à sable.	m	96,97
Bassin UV.	m	96,42
Horizon 2054		
Décanteur primaire (II).	m	99,48
Bassin biologique (III).	m	98,80
Clarificateur (III).	m	97

(Source : Google Earth Pro ; Date : 17-03-2024).

V.5.2 Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages

Pour tous nos calculs, on utilisera les longueurs équivalentes afin de tenir compte des pertes de charge singulières :

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

Les longueurs pour les deux horizons sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Longueur de chaque tronçon.

Ouvrages.	L _{réelle} (m)	L _{éq} (m)
Horizon 2039		
Dégrilleur – (Dessableur-déshuileur).	2	2,3
(Dessableur –Déshuileur) – décanteur primaire.	24	27,6
Décanteur primaire – Bassin biologique (I).	15	17,25
Décanteur primaire – Bassin biologique (II).	15	17,25
Bassin biologique (I) – clarificateur (I).	14	16,1
Bassin biologique (II) – clarificateur (II).	14	16,1
Clarificateur (I) – filtre à sable.	12	13,8
Clarificateur (II) – filtre à sable.	35	40,25
Filtre à sable – Bassin UV.	3	3,45
Horizon 2054 (extension)		
(Dessableur-déshuileur) – décanteur primaire(II).	35	40,25
Décanteur primaire – Bassin biologique (III).	22	25,3
Bassin biologique (III) – clarificateur (III).	19	21,85
Clarificateur– Filtre à sable.	83	95,45

V.5.3 Perte de charge, diamètre des conduites reliant les ouvrages de la STEP

On choisit le PEHD comme matériau en raison de ses bonnes caractéristiques, notamment sa dureté, son étanchéité, sa résistance à la corrosion et sa faible rugosité.

L'expression de la perte de charge est donnée par la formule de DARCY WEISBACH.

$$\Delta H_T = \frac{K \times L \times Q^5}{D^5} = C_{pA} - C_{pB} \dots \dots \dots (V.7).$$

Avec :

- K: Coefficient de perte de charge.
- Q: débit en m³/s.

- L: Longueur de la conduite (m).
- β : coefficient dépendant du régime d'écoulement.
- m: coefficient dépendant du type de matériau de la conduite.
- C_{PA} : Côte du plan d'eau au point A (m).
- C_{PB} : Côte du plan d'eau au point B (m).

Tableau V.3 : Les valeurs de K, m et β .

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

Pour notre cas on utilise le PEHD (PolyEthylène Haute Densité), on a alors :

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

Les canalisations seront dimensionnées de manière à ce qu'une pente de 1,2 % soit maintenue pour garantir un bon écoulement de l'eau, tout en assurant une vitesse minimale de 0,6 m/s pour prévenir l'accumulation et en évitant les vitesses supérieures à 5 m/s pour éviter l'érosion.

➤ **Pour l'Horizon 2039**

$$Q_{\text{aval}} = 0.26 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I=1,2\%$$

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

$$\mathbf{D = 500 \text{ mm.}}$$

➤ **Pour l'Horizon 2054 (Extension)**

$$Q_{\text{aval}} = 0.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I=1,2\%$$

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

$$\mathbf{D = 400 \text{ mm.}}$$

Les résultats de calcul des pertes de charge des conduites reliant les ouvrages pour les deux horizons sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.4 : Résultats de calcul des pertes de charge des conduites reliant les ouvrages.

Ouvrages.	ΔH_T (m)
Horizon 2039	
Dégrilleur – (Dessableur-déshuileur).	0,006
(Dessableur –Déshuileur) – décanteur primaire.	0,073
Décanteur primaire – Bassin biologique (I).	0,046
Décanteur primaire – Bassin biologique (II).	0,046
Bassin biologique (I) – clarificateur (I).	0,043
Bassin biologique (II) – clarificateur (II).	0,043
Clarificateur (I) – filtre à sable.	0,037
Clarificateur (II) – filtre à sable.	0,107
Filtre à sable – Bassin UV.	0,009
Horizon 2054 (extension)	
(Dessableur-déshuileur) – décanteur primaire.	0,038
Décanteur primaire – Bassin biologique.	0,024
Bassin biologique – clarificateur.	0,021
Clarificateur – Filtre à sable.	0,091

V.5.4 Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages

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

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2}{2g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots\dots\dots (V.8).$$

Avec :

- $\frac{P_1}{\rho g}$ et $\frac{P_2}{\rho g}$: Energies de pression dans les sections (1) et (2).
- $\frac{V_1}{2g}$ et $\frac{V_2}{2g}$: Energies cinétiques en (1) et (2).
- Z_1 et Z_2 : Côte des points (1) et (2).
- ΔH_{1-2} : Pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de la vitesse est très faible, ce qui permet d'éliminer les énergies cinétiques, d'où

l'application de l'équation de Bernoulli : $\frac{P_1}{\rho g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + \Delta H_{1-2}$

On pose : $\frac{P_1}{\rho g} = H_1$ et $\frac{P_2}{\rho g} = H_2$.

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + \Delta H_{1-2}$

- $CP_1 = H_1 + Z_1$: Côte piézométrique au point (1).
- $CP_2 = H_2 + Z_2$: Côte piézométrique au point (2).
- $CP_1 = CP_2 + \Delta H_{1-2}$.

Les résultats de calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages pour les deux horizons sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.5 : Résultats de calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages.

Désignation des ouvrages.	Unité	Côte terrain de radier (Z)	Côte piézométrique(Cp)
Horizon 2039			
Dégrilleur.	m	101,60	102,60
Dessableur – déshuileur.	m	101,40	103,40
Décanteur primaire.	m	98,70	101,70
Bassin biologique (I) et (II).	m	98,40	102,40
Clarificateur (I) et (II).	m	97,00	100
Filtre à sable.	m	96,60	99,60
Bassin UV.	m	96,10	99,10
Horizon 2054(extension)			
Décanteur primaire.	m	99,15	102,15
Bassin biologique (III)	m	98,50	102,50
Clarificateur (III)	m	97	100

V.6 Conclusion

Ce chapitre attribué au calcul hydraulique a été d'une importance capitale dans notre étude. Grâce à cette analyse approfondie, nous avons pu atteindre plusieurs objectifs cruciaux. Tout d'abord, nous avons pu définir avec précision les altitudes naturelles des différents ouvrages situés dans la station. Ensuite, nous avons été en mesure de déterminer les caractéristiques essentielles des conduites qui relient ces ouvrages, telles que leur longueur, leur diamètre et leur vitesse de débit. Enfin, cette démarche nous a permis de calculer avec précision les pertes de charge tout au long du réseau et de déterminer les altitudes piézométriques à chaque point, fournissant ainsi une base solide pour la suite de notre étude.

Chapitre VI :
Gestion et exploitation
de la station.

VI.1 Introduction

La gestion d'exploitation d'une station d'épuration implique la surveillance et l'amélioration des processus de traitement des eaux usées afin de garantir un fonctionnement efficace et conforme aux normes environnementales.

Dans ce chapitre, nous expliquerons en détail la gestion d'exploitation de la station, les techniques utilisées, et nous identifierons les impacts sur l'environnement ainsi que les mesures adéquates à mettre en place pour les réduire.

VI.2 Les objectifs de la gestion de la STEP

- Comprendre en profondeur les normes et réglementations des stations d'épuration.
- Connaître les responsabilités et fonctions du gestionnaire d'une station d'épuration.
- Avoir une connaissance approfondie des procédés de traitement des eaux, des boues et de l'air.
- Comprendre les contraintes et solutions pour l'élimination des sous-produits du traitement des eaux usées.
- Être capable de créer et gérer un rapport sur le fonctionnement d'une station d'épuration en collectant et analysant les données pour évaluer ses performances.

VI.3 Gestion et entretien de la station

La gestion de la STEP nécessite des techniques et des moyens pour assurer un fonctionnement optimal. Elle implique de :

- Relever les compteurs et indicateurs de fonctionnement.
- Réaliser des tests d'analyse simples et les interpréter.
- Régler l'aération, la recirculation et l'extraction des boues.
- Tenir un journal de bord.
- Planifier les tâches d'entretien et de maintenance.

VI.3.1 Préparation de documents

Pour une station d'épuration équipée de divers équipements, il est essentiel de préparer des documents préalables pour organiser efficacement leur entretien.

VI.3.1.1 Documents d'ordre des opérations à effectuer

Les documents nécessaires pour planifier et ordonner les opérations comprennent :

- Un tableau récapitulatif du matériel : il détaille les caractéristiques et les composants de chaque appareil.

- Les fiches d'entretien par appareil : ces fiches spécifiques précisent toutes les interventions nécessaires pour chaque appareil, en spécifiant leur fréquence.

VI.3.1.2 Documents de contrôle

- Les feuilles de temps de fonctionnement enregistrent les durées et la puissance absorbée.
- Les fiches de contrôle évaluent les baisses de performance et le moment de remplacement.
- Des rapports d'exploitation détaillés sont cruciaux pour superviser la station, permettant de comparer les variations mensuelles sur le long terme en lien avec divers facteurs.

VI.3.2 Moyens et techniques d'exploitation de la station

VI.3.2.1 Moyens humains

En raison de la complexité des installations de traitement des eaux usées, il est nécessaire d'avoir un personnel qualifié et spécialisé dans ce domaine.

Le tableau suivant explique comment les gens et les techniciens faire pour le bon fonctionnement de la station d'épuration :

Tableau VI.1 : Les rôles des personnels dans la STEP.

Personnels	Rôles
Le chef de la station.	Tâche administrative (organisation du personnel).
Technicien de laboratoire.	Responsable sur les analyses et l'échantillonnage.
Électromécanicien.	Dépannage de toutes les filières (eau et boues)
Des ouvriers.	Entretiens des filières simples
Agent d'exploitation	L'entretien et l'exploitation des différents ouvrages épuratoires. et assure l'ensemble des opérations
Des gardiens.	Assure la sécurité de la STEP 24/24h

VI.3.3 Mesures et contrôles à réaliser au sein de la station d'épuration.

Dans le cadre de l'exploitation et de la gestion de la station, il est nécessaire d'effectuer plusieurs mesures et contrôles clés, notamment :

- Mesure de débit ;
- Mesure de PH ;
- Mesure de la DCO ;
- Mesure de la DBO5 ;
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous.
- Analyse des substances toxiques.
- Évaluation des boues.

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, il est crucial d'intervenir principalement sur :

- Le taux de recirculation des boues ;
- Le taux d'aération ;
- Le taux des boues en excès.

Pour ajuster ces paramètres, il est essentiel de connaître :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération.
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération.
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération.

VI.3.4 Contrôles et suivis effectués au niveau de la station d'épuration

VI.3.4.1 Contrôle de fonctionnement

- Pour assurer le bon fonctionnement et la durabilité d'une station d'épuration, une maintenance précise est essentielle, notamment en maintenant la propreté des rigoles, caniveaux et murs.
- Les structures métalliques doivent être repeintes tous les cinq ans pour éviter la corrosion.
- Les ouvrages en béton nécessitent des inspections régulières pour vérifier l'étanchéité, détecter les fissures et contrôler l'état des joints.
- Tous les équipements mécaniques et électromécaniques doivent être nettoyés et graissés périodiquement.
- Pour les équipements immergés, une vidange annuelle est nécessaire, et les équipements d'aération doivent être vérifiés et nettoyés régulièrement.

Il est essentiel de porter une attention particulière pour assurer de manière continue le traitement adéquat des effluents. Cela nécessite une approche intégrée à différents niveaux :

a. Contrôles journaliers

Les contrôles quotidiens effectués par l'exploitant sont essentiels pour une gestion efficace de la station d'épuration. Ils incluent la mesure de la décantation et de la turbidité, la surveillance des odeurs, l'observation de la couleur des boues, et la détection de la diminution d'oxygène, indiquée par une odeur désagréable et une couleur gris-noir des boues. L'exploitant doit tenir un journal de bord pour enregistrer les résultats des tests et ses observations.

b. Contrôles périodiques

Les contrôles périodiques visent à fournir des données fiables et à conseiller le gestionnaire sur les pratiques d'exploitation et les améliorations. Ils incluent la mesure de l'oxygène dans le

bassin d'aération, l'analyse des boues pour la décantabilité, la concentration en MES et MVS, ainsi que l'analyse de l'effluent traité et de l'effluent entrant sur 24 heures. Une inspection annuelle complète est également effectuée.

VI.3.5 Dispositifs d'entretien des ouvrages

VI.3.5.1 Le dégrilleur

- Effectuer chaque jour l'élimination des déchets et le nettoyage des parois en utilisant un jet d'eau, tout en retirant les matières organiques avec un râteau.
- Enregistrer quotidiennement les quantités de déchets collectées.
- Contrôler quotidiennement le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- Assurer le bon fonctionnement électromécanique de l'installation chaque jour.

VI.3.5.2 Le dessableur-dégraisseur

- Nettoyer le poste de travail quotidiennement.
- Assurer la vérification quotidienne et le bon fonctionnement de l'installation.
- Effectuer une vérification quotidienne du bon fonctionnement du pont roulant et des systèmes de raclage en réalisant un cycle opérationnel complet.
- Maintenir le pont roulant et le système d'insufflation d'air en fonctionnement continu.

VI.3.5.3 Le bassin d'anaérobie

- Vérification régulière de l'adéquation des niveaux d'oxygène dissous pour les conditions anaérobies (idéalement très faibles), avec nettoyage et calibration périodiques des capteurs.

VI.3.5.4 Le bassin d'anoxie

- Vérifier le rendement de l'ouvrage régulièrement.
- Surveiller régulièrement le taux de recirculation de la liqueur mixte du bassin d'aération vers le bassin d'anoxie.
- Surveiller et maintenir le système de brassage dans le bassin d'anoxie.

VI.3.5.5 Le bassin d'aération

- Vérifier chaque jour le bon fonctionnement des équipements d'aération.
- Assurer la maintenance des automates de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement, comme le débit et le taux d'oxygène.
- Mesurer et enregistrer quotidiennement la charge en DBO entrante, l'indice de Mohlaman et la concentration des boues dans le bassin.

VI.3.5.6 Le clarificateur

- Assurer la propreté du clarificateur.
- Contrôler le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation tous les six mois.

- Vérifier chaque jour le bon fonctionnement des équipements de pompage des écumes.
- Réaliser une analyse contractuelle de l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- Procéder à la vidange des ouvrages tous les cinq ans afin d'examiner et d'entretenir la structure immergée.

VI.3.5.7 La désinfection des eaux épurées

- Assurer la propreté du poste.
- Suivre les instructions fournies par les fabricants pour la mise en marche et l'arrêt.
- Optimiser le réglage de la vitesse de filtration.
- Nettoyage périodique du filtre.
- Il est crucial de vérifier chaque année les lampes UV et de les remplacer tous les deux ans.

VI.3.5.8 L'épaisseur

- Garder le poste propre chaque jour.
- Prendre quotidiennement la mesure de la hauteur du voile de boue, en garantissant qu'elle soit maintenue à un minimum de 2 mètres.
- Vérifier chaque jour le pH des eaux rejetées et des boues épaissies.
- Enregistrer les quantités de boues extraites des épaisseurs.
- Effectuer la vidange des installations tous les cinq ans afin de vérifier l'état des structures immergées.

VI.3.5.9 Dégiseur aérobie

- Les diffuseurs doivent être nettoyés régulièrement pour éviter les obstructions qui pourraient réduire l'efficacité de l'aération ;
- Nettoyage des surfaces intérieures et extérieures du stabilisateur pour éviter l'accumulation de dépôts.

VI.3.5.10 Lits de séchage

- Désherber et nettoyer les lits de sable avant l'épandage des boues liquides.
- Limiter l'épaisseur des boues à 40 cm.
- Remplacer la couche supérieure par du sable propre après 2-3 utilisations.
- Remplacer les lits de séchage tous les deux ans et réparer les drains obstrués.
- Couvrir le lit avec un film plastique entre les épandages pour éviter la végétation et le compactage.

VI.4 Hygiène et sécurité

La gestion des stations d'épuration nécessite une attention particulière à la sécurité et à l'hygiène au travail, qui sont d'une importance capitale. Voici quelques mesures clés à envisager pour assurer un environnement de travail sûr et sain :

➤ **Circulation et accessibilité**

Assurer que les voies d'accès aux aérateurs restent libres de tout obstacle pour faciliter la circulation et l'accessibilité.

➤ **Systemes d'alarme**

Installer des dispositifs d'alarme dans les endroits sensibles afin de détecter et signaler toute situation de danger ou problème potentiel.

➤ **Ventilation**

Garantir une circulation d'air appropriée dans les espaces fermés et installer des systèmes de ventilation dans les installations susceptibles de générer des émissions gazeuses significatives.

➤ **Garde-corps**

Installer des garde-corps dans les zones de circulation et de travail selon les normes en vigueur afin de prévenir les chutes.

➤ **Sécurité contre les chutes**

Installer des dispositifs appropriés tels que des grilles ou des barrières pour prévenir les risques de chute.

➤ **Sécurité avant intervention en espace confiné**

Avant d'intervenir dans un espace fermé, vérifier l'atmosphère est crucial. La surveillance attentive de la présence d'hydrogène sulfuré est essentielle pour prévenir les risques.

VI.5 Conclusion

L'exploitation et la gestion efficace d'une station d'épuration (STEP) repose sur deux principes clés que l'exploitant doit strictement suivre :

- Effectuer régulièrement l'entretien de tous les équipements de la STEP pour assurer un fonctionnement optimal de la station, ce qui contribue à ses performances et à sa durabilité.
- Garantir la sécurité et l'hygiène au travail est vital pour la santé et le bien-être du personnel de la station. Il est primordial de mettre en œuvre des mesures appropriées afin de prévenir les accidents et les risques pour la santé liés aux opérations de la station.

En respectant ces deux principes, l'exploitant peut assurer une gestion sûre et efficace de la STEP, tout en améliorant régulièrement ses performances et en préservant sa durabilité.

Chapitre VII :
La réutilisation des eaux
usées épurées.

VII.1 Introduction

Étant donné que l'Algérie est considérée comme un pays confronté à des défis de pénurie d'eau, les zones urbaines risquent de souffrir régulièrement de manques d'eau. Face à cette situation, les ressources en eau non conventionnelles se présentent comme une alternative prometteuse pour répondre à une demande croissante en eau.

Ce chapitre se concentre sur la possibilité de réutiliser les eaux usées traitées en Algérie spécifiquement à Thenia, wilaya de Boumerdes notamment dans le contexte de leur utilisation potentielle en agriculture.

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

La réutilisation des eaux usées, également appelée recyclage, implique de récupérer les eaux usées après plusieurs traitements visant à éliminer les impuretés, afin de les stocker et de les réutiliser. Ce processus de recyclage sert donc à économiser la ressource en eau de deux manières : en réutilisant les ressources existantes et en réduisant le volume des rejets polluants. [2].

VII.3 Les principales voies de réutilisation

La réutilisation des eaux usées épurées se fait de deux façons :

- **Réutilisation directe** : utilisation immédiate après épuration, sans passage par le milieu naturel.
- **Réutilisation indirecte** : utilisation après rejet et dilution dans le milieu naturel (cours d'eau, nappe souterraine, etc.). [26].

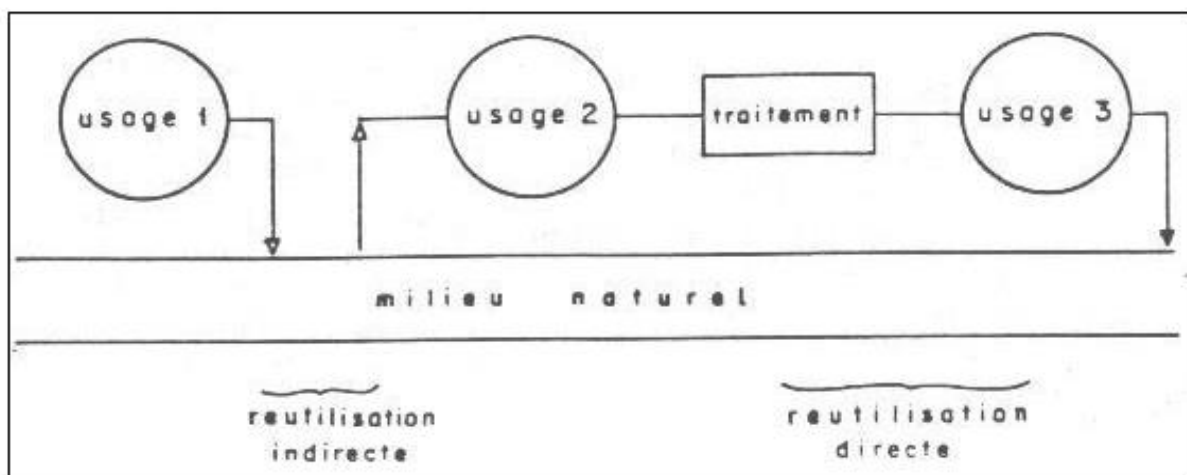


Figure VII.1 : Schéma illustrant la réutilisation directe et indirecte des eaux usées épurées.

VII.4 Les avantages et les inconvénients de REUE

L'utilisation des eaux usées traitées et des résidus de boues peut apporter des avantages, mais elle comporte également des risques pour la santé publique et l'environnement. Ces risques sont principalement influencés par les caractéristiques de l'eau et des boues traitées, le niveau de traitement, ainsi que la méthode et le lieu d'application.

Tableau VII.1: Les avantages et les inconvénients de REUE.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - Assurer une ressource fiable et disponible pour l'irrigation et les usages industriels, même en période de sécheresse. [4]. - Permet une mise en œuvre plus rapide et simple que la mobilisation de nouvelles ressources en eau. - Préserver l'eau potable pour les usages domestiques. - Limiter la surexploitation des ressources souterraines. - Réduire ou éliminer l'utilisation des engrais chimiques en irrigation. - Réduire les rejets de nutriments et de polluants dans le milieu récepteur. [26]. 	<ul style="list-style-type: none"> - Financement des infrastructures et des coûts d'exploitation. - Risque sanitaire pour les travailleurs et les consommateurs dû à la présence de germes dans les eaux usées traitées. - La présence de beaucoup de sels, bore, sodium et autres micropolluants peut avoir des effets négatifs sur certaines cultures et les sols - Nécessite une gestion adéquate et des mesures de sécurité appropriées pour minimiser les risques potentiels. - Certaines cultures plus difficilement vendues sur le marché (problème d'acceptabilité sociale). [26].

VII.5 Les domaines de réutilisation des eaux usées épurées REUT

Les eaux usées épurées offrent une multitude de possibilités de réutilisation dans divers domaines.

VII.5.1 La production d'eau potable

La production d'eau potable à partir des eaux usées épurées (REUT) se fait soit directement, soit par recharge de nappes phréatiques.

- La réutilisation directe consiste à acheminer les eaux épurées de la station d'épuration à l'usine de traitement sans les renvoyer dans l'environnement.
- La recharge des nappes peut affecter la qualité environnementale et réduire la disponibilité en eau, et est couramment utilisée dans les régions arides ou côtières où les nappes sont menacées par le dessèchement ou l'intrusion d'eau de mer. [25].

VII.5.2 La REUT en milieu urbain

Les applications potentielles des eaux usées traitées en milieu urbain sont diverses et variées, avec de nombreux exemples à travers le monde. Ces initiatives englobent :

- Utilisation des eaux usées pour l'arrosage d'espaces verts et pour des bassins d'agrément, piscines et activités nautiques.
- Les eaux provenant des installations sanitaires d'un immeuble ou d'un ensemble immobilier.
- Le nettoyage des rues, des réservoirs anti-incendie, etc. [25].

VII.5.3 La REUT en milieu industrie

Dans plusieurs pays, l'eau recyclée peut représenter jusqu'à 85% des besoins en eau de l'industrie, étant utilisée dans divers secteurs tels que l'énergie, les laveries industrielles, le lavage de voitures, l'industrie papetière, la production d'acier, de textiles, ainsi que dans les secteurs de l'électronique et des semi-conducteurs. En Algérie, la station d'épuration de Jijel fournit environ 15 000 m³/mois d'eau recyclée à la tannerie de Jijel. [27].

VII.5.4 La REUT en milieu agricole

L'utilisation des eaux épurées pour l'irrigation agricole est l'une des premières stratégies de réutilisation des eaux usées (REUE). Dans certains pays touchés par la pénurie d'eau, des politiques nationales ont été mises en place pour encourager cette pratique.

L'irrigation avec des eaux usées épurées présente de nombreux avantages, notamment la conservation des ressources en eau et l'apport de nutriments bénéfiques pour les cultures, comme l'azote, le phosphore et le potassium. Elle enrichit également les sols en matière organique et permet aux agriculteurs de remplacer les engrais chimiques coûteux, réduisant ainsi la pollution des sols et la dépendance aux engrais. [27].

VII.6 Les diverses techniques d'irrigation avec les EUT**VII.6.1 Irrigation gravitaire**

L'eau est apportée aux plantes par divers systèmes, dont l'irrigation gravitaire, qui distribue l'eau par gravité depuis un canal vers les parcelles. Cette méthode simple permet une infiltration efficace sans équipement particulier. [26].

VII.6.2 Irrigation localisée

L'irrigation localisée fournit de l'eau aux plantes en petites quantités et fréquemment, sous forme de gouttes ou de jets à faible pression. Les dispositifs, en surface ou enterrés jusqu'à 30 cm, nécessitent une filtration et un entretien réguliers. Cette méthode utilise des tuyaux perforés pour l'irrigation souterraine et des goutteurs ou rampes perforées pour l'irrigation de surface. [26].

VII.6.3 Irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion distribue de l'eau aux plantes sous forme de pluie artificielle via des arroseurs sous pression. Elle utilise des canalisations enterrées ou de surface, s'adapte à différents terrains et garantit une distribution uniforme de l'eau. [27].

VII.6.4 Irrigation par goutte à goutte

Le système d'irrigation ciblé ou localisé fournit de l'eau directement aux racines des plantes de manière précise. Il est particulièrement efficace dans les régions en pénurie d'eau et constitue une solution pour les problèmes de salinité de l'eau et d'alcalinité du sol. Ce système offre un haut degré de sécurité pour l'irrigation avec de l'eau usée, à condition que celle-ci soit correctement traitée. De plus, il réduit le contact entre les eaux usées, les agriculteurs et les cultures, tout en évitant la formation d'aérosols, ce qui prévient la pollution atmosphérique. [4].

VII.7 Choix du système d'irrigation

Le choix du système d'irrigation dépend de la qualité de l'eau usée, du type de culture, des pratiques locales et des compétences des agriculteurs, tout en tenant compte des risques environnementaux et sanitaires. Les eaux épurées de la station d'épuration de Thenia peuvent être utilisées en goutte-à-goutte pour conserver l'eau et protéger les plantes, mais cela comporte des risques de colmatage et des coûts d'exploitation élevés.

VII.8 Les risques associés à une réutilisation agricole des EUT**VIII.8.1 Le risque microbiologique**

En agriculture, les micro-organismes pathogènes des animaux ne survivent pas à l'intérieur des plantes, mais se trouvent à leur surface et dans le sol. L'environnement frais et humide des feuilles favorise le risque de contamination pendant la croissance et la récolte, avec une survie généralement plus longue des pathogènes dans le sol. [25].

VII.8.2 Un risque sanitaire

Les matières en suspension (MES) protègent les micro-organismes des traitements désinfectants, rendant difficile leur élimination tout en préservant les MES pour l'agriculture. Une forte concentration de matière organique dans les eaux usées réduit l'efficacité des traitements anti-pathogènes, selon J-A Faby de l'Office international de l'eau. [25].

VII.8.3 Un risque chimique

Les eaux usées peuvent affecter les cultures irriguées en raison de la salinité et de la toxicité causée par des concentrations élevées de bore et de métaux lourds. [25].

VII.8.4 Un risque agronomique et environnemental**➤ Sur le sol**

Un excès d'éléments nutritifs peut polluer les sols et diminuer les rendements. Il est essentiel d'équilibrer le traitement des eaux usées, les besoins des cultures et les caractéristiques du sol, notamment en ce qui concerne les nitrates et la salinité.

➤ Sur les eaux souterraines

La contamination des eaux souterraines par les éléments des eaux usées peut être plus importante que celle du sol, dépendant de la nature du sol, des roches sous-jacentes et du niveau de la nappe phréatique. [25].

VII.8.5 Effets sur le sol

Ces implications sont cruciales pour les agriculteurs, car elles peuvent réduire la productivité et la fertilité des terres. Il est essentiel de maintenir un niveau optimal de fertilité du sol pour assurer une agriculture durable et rentable. Parmi les problèmes anticipés, on trouve la salinisation, l'alcalinité, la réduction de la perméabilité du sol, ainsi que l'accumulation d'éléments toxiques et de nutriments.

VII.9 Cadre réglementaire de la REUT dans le domaine agricole en Algérie

Le Journal officiel de la république Algérienne N° 60 (4 septembre 2005).

A. Loi n° 05-12 du 04 Août 2005 relative à l'eau, a institué la concession de l'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation.

B. Décret Exécutif n°07-149 du 20/05/2007 fixant les modalités de concession d'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation ainsi que le cahier des charges - type y afférant.

C. Arrêté interministériel du 02 Janvier 2012 fixant les spécifications des eaux usées épurées utilisées à des fins d'irrigation.

D. Arrêté interministériel du 02 Janvier 2012 fixant la liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.

E. Norme IANOR n° 17683 « Réutilisation des eaux usées épurées à des fins agricoles, municipales et industrielles, spécifications physico-chimiques et biologiques.

IANOR : L'institut Algérien de Normalisation est l'organisme national de normalisation.

VII.10 Exigence et normes de qualité des eaux en irrigation algérienne

Les normes de qualité des eaux destinées à l'irrigation en Algérie sont cruciales pour garantir une agriculture durable et protéger l'environnement. Voici un aperçu des différentes normes :

VII.10.1 Paramètres microbiologiques

Le tableau suivant affiche les normes algériennes relatives aux paramètres microbiologiques pour la réutilisation des eaux usées épurées en agriculture :

Tableau VII.2 : Les paramètres microbiologiques.

Groupe de cultures	Paramètres microbiologiques	
	Coliformes fécaux (CFU/100ml) (moyenne géométrique)	Nématode intestinaux (œufs/l) (moyenne arithmétique)
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 fourragers (2) Cultures céréalières Cultures industrielles (3) Arbres forestiers Plantes florales et amentales (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

(Source : Journal officiel de la république Algérienne N° 41 ; Juillet 2012).

(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) A 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.

VII.10.2 Paramètres physico-chimiques

Tableau VII.3 : Les paramètres physico-chimiques.

	Paramètres	Unité	Concentration maximale admissible
Physiques	pH	-	6.5 < pH < 8.5
	MES	mg/l	30
	CE	ds/m	03
	Infiltration le SAR=0-3		0.2
	CE		0.3
	3-6	ds/m	0.5
	6-12		1.3
	12-20		03
Chimiques	20-40		
	DBO5	mg/l	30
	DCO	mg/l	90
	Chlorure (Cl)	mg/l	10
	Azote (NO3-N)	mg/l	30
Bicarbonate (HCO3)	mg/l	8.5	

(Source : Journal officiel de la république Algérienne N° 41 ; Juillet 2012).

VII.10.3 Les paramètres toxicologiques

Tableau VII.4 : Les paramètres toxiques.

Paramètre	Unité	Valeur limitées maximales
Aluminium	mg/l	20
Arsenic	mg/l	02
Berythium	mg/l	0.5
Bore	mg/l	02
Cadmium	mg/l	0.05
Chrome	mg/l	01
Cobalt	mg/l	05
Cuivre	mg/l	05
Cyanures	mg/l	0.5
Fluor	mg/l	15

Tableau VII.4 : Les paramètres toxiques (suite).

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	02
Sélénium	mg/l	0.02
Zinc	mg/l	10

(Source : Journal officiel de la république Algérienne N° 41 ; Juillet 2012).

VII.10.4 Les cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées

Tableau VII.5 : Liste des cultures adaptées à l'irrigation avec des eaux usées épurées.

Groupes de cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.	Liste des cultures.
Arbres fruitiers (1)	Dattiers, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, nèfle, crise, prune, nectarine, grenade, figure, rhubarbe, arachides, noix, olive.
Agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine.
Cultures fourragères (2)	Bersim, sorghos fourragers, vesce et luzerne.
Cultures 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.

(Source : Journal officiel de la république Algérienne N° 41 ; Juillet 2012).

(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.

(2) Le pâturage direct dans les parcelles irriguées par les eaux usées épurées est strictement interdit et, ce afin de prévenir toute contamination du cheptel et par conséquent des consommateurs.

VII.11 Choix des cultures irriguées

La FAO (Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture) a établi une classification des cultures selon le niveau de risque qu'elles présentent pour les consommateurs et les agriculteurs.

VII.11.1 Risque faible

- Cultures industrielles non alimentaires (coton, sisal).
- Cultures soumises à un traitement thermique ou au séchage avant consommation humaine (céréales, oléagineux, betteraves à sucre).
- Les cultures fourragères et autres cultures destinées à l'alimentation animale, récoltées puis séchées naturellement au soleil avant leur utilisation.
- Les légumes, fruits et fruits cultivés spécifiquement pour la mise en conserve ou un autre traitement visant à éliminer efficacement les agents pathogènes.

VII.11.2 Risque moyen

- Pâturages et cultures herbacées destinées à l'alimentation animale.
- Cultures destinées à la consommation humaine qui ne sont pas en contact direct avec des eaux usées, à condition que rien ne soit ramassé au sol et que l'irrigation par aspersion ne soit pas utilisée (comme l'arboriculture et les vignes).
- Cultures destinées à la consommation humaine après cuisson (pommes de terre, aubergines, betteraves)
- Toutes les cultures non considérées comme " risque élevé " si l'irrigation par aspersion est utilisée.

VII.11.3 Risque élevé

- Tous les aliments consommés crus ou cultivés en contact direct avec des effluents d'eaux usées (comme la laitue et les carottes).
- L'irrigation par aspersion, quel que soit le type de culture, est interdite à moins de 100 m des zones résidentielles ou des lieux accessibles au public.

VII.12 Réutilisation des eaux usées épurées de la station d'épuration de la ville de Thenia

Pour permettre la réutilisation des eaux usées épurées de la station d'épuration de la ville de Thenia, il est essentiel de discuter plusieurs critères, notamment :

VII.12.1 Discussion sur les résultats des analyses physiques, chimiques et toxiques à la sortie de la STEP de Thenia

Tableau VII.6 : Les résultats des analyses physiques ; chimiques et toxiques.

Déterminations	Résultats		Concentration maximale admissible (En Algérie)
Éléments physico-chimiques			
PH à 20°C	-	7.34	6.5 - 8.50
Température	°C	20,69	/
Conductivité Electrique	ds/m	1,254	3
M.E.S	mg/l	0,69	30
D.C.O	mg/l	7,21	90
D.B.O5	mg/l	3	30
[P] résiduaire	mg/l	8	10
Azote totale	mg/l	<10	30
Éléments toxiques			
Aluminium	mg/l	0.0	2.0
Arsenic	mg/l	0.00	2.0
Bore	mg/l	0.00	0.05
Cadmium	mg/l	0.03	1.0
Chrome	mg/l	0.01	5.0
Cobalt	mg/l	0.00	5.0
Cuivre	mg/l	0.46	0.5
Cyanures	mg/l	0.01	15.0
Fluor	mg/l	2	20.0
Fer	mg/l	3.00	10.0
Plomb	mg/l	0.00	10.0
Manganèse (Mn)	mg/l	0.0	10.0
Mercure	mg/l	0.0	0.01
Molybdène	mg/l	0.0	0.05
Nickel	mg/l	0.03	2.0
Sélénium	mg/l	0.0	0.02
Zinc	mg/l	0.6	10.0

(Source : Résultats obtenus (concernant les éléments toxiques), après analyses par le laboratoire « LABO- BIO-QUAL » sis à Bougara, Blida.
Éléments physico-chimiques : les concentrations restantes après le dimensionnement (Chapitre V)).

➤ Interprétations

Les résultats d'analyse indiquent que les eaux usées traitées présentent une qualité d'effluent relativement bonne. Elles contiennent peu de matières en suspension (MES = 0,69 mg/L, inférieures à la norme de 30 mg/L), et leurs demandes chimique en oxygène (DCO) et biochimique en oxygène (DBO₅) sont respectivement de 7,21 mg/L et 03 mg/L, ce qui est nettement inférieur aux normes de réutilisation fixées par le Journal officiel N°41 de l'édition 2012, soit 90 mg/L pour la (DCO) et 30 mg/L pour la (DBO₅). De plus, les concentrations des paramètres toxiques sont également en dessous des seuils réglementaires.

➤ Discussion des résultats de la conductivité

La salinité, qui indique la quantité de sels dissous, est le principal critère de l'eau d'irrigation. Les principaux responsables à cette salinité sont les sels de calcium (Ca²⁺), de magnésium (Mg²⁺), de sodium (Na⁺), ainsi que les chlorures (Cl⁻), les sulfates (SO₄²⁻) et les bicarbonates (HCO₃⁻).

Divers modes de représentation de la composition chimique de l'eau ont été utilisés ; une représentation plus globale et plus pratique concernant les eaux d'irrigation, qui est la mesure de la conductivité électrique exprimé en dS.m⁻¹ à 25°C.

L'US salinity laboratory (1953) a établi un classement des eaux d'irrigation en (05) classes de salinité qui se présentent ainsi :

C1	→	(0 à 0.25 dS.m-1)	→	eau faiblement salée.
C2	→	0.25 à 0.75 dS.m-1	→	eaux moyennement salées ;
C3	→	0.75 à 2.25 dS.m-1	→	eaux moyennement a fortement salées ;
C4	→	2.25 à 4.00 dS.m-1	→	eaux fortement salées ;
C5	→	4.00 à 6.00 dS.m-1	→	eaux très fortement salées ;

La conductivité des eaux de la station de Thenia est de 1,254 dS/m, ce qui les classe dans la catégorie (03), correspondant à des eaux moyennement à fortement salées. Par conséquent, elles ne pourront être utilisées que sur des sols de bonne à moyenne perméabilité. Des lessivages réguliers seront souvent nécessaires pour prévenir la salinisation des sols. Il est également important d'effectuer des contrôles réguliers de la salinité des sols et de sélectionner des cultures moyennement à fortement tolérantes à la salinité.

➤ **Discussion des résultats de l'alcalinité**

Le risque d'alcalinisation est évalué en utilisant le rapport entre les concentrations de sodium, de calcium et de magnésium, déterminé à partir de l'équation de Gapon (1933).

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{(Ca^{2+}+Mg^{2+})/2}} \dots\dots\dots (VII.1).$$

- Sodium : Na⁺=8,22 mg/L ;
- Calcium : Ca⁺² = 137,4mg/L ;
- Magnésium : Mg⁺²=55,3 mg/L.

Donc : **SAR=0,83**

Le SAR (rapport de l'adsorption du sodium) des eaux de la STEP de Thenia est de 0,83, ce qui les classe dans la première classe, celle des « eaux faibles en sodium ». Elles peuvent donc être utilisées sur presque tous les types de sols.

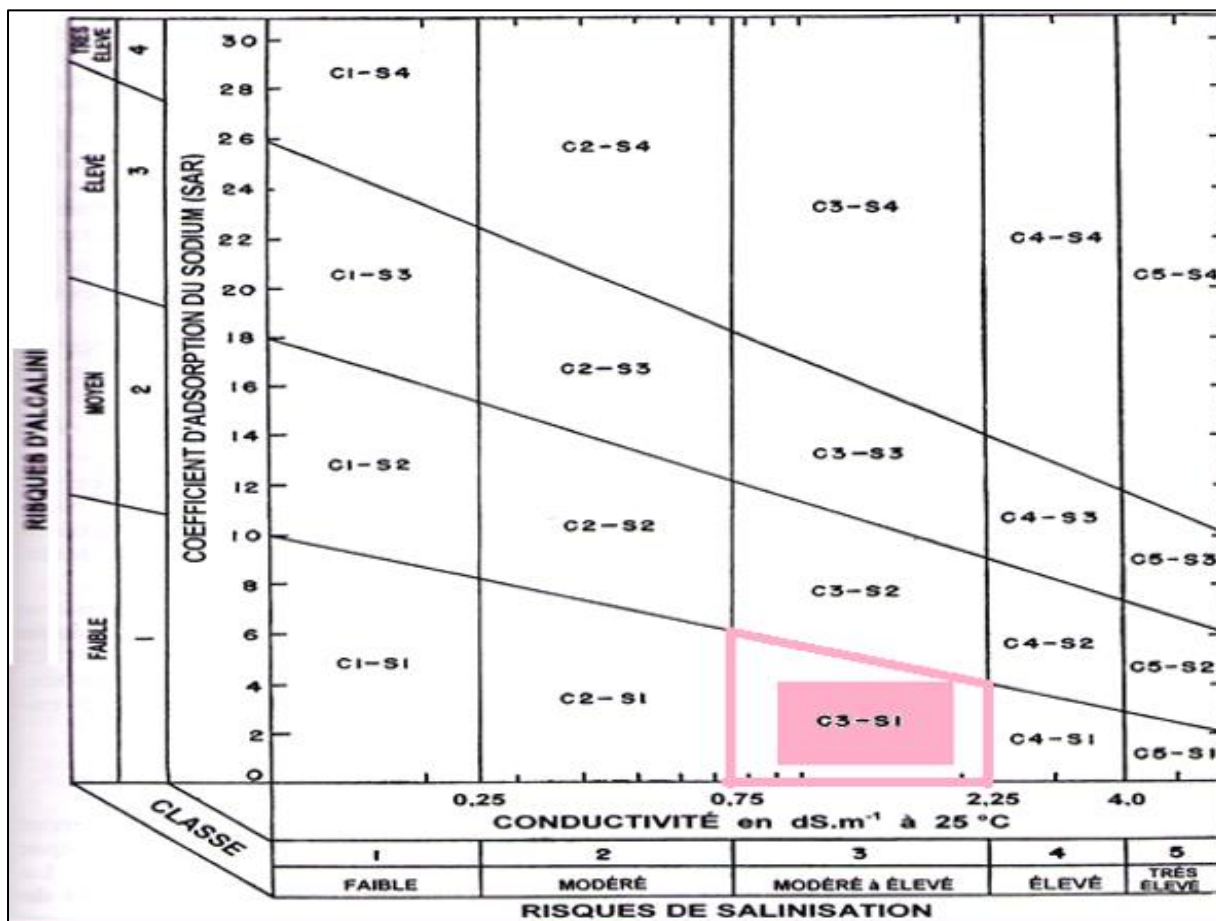


Figure VII.2 : Diagramme pour déterminer la qualité évaluée d'une eau d'irrigation à partir de son coefficient d'absorption du sodium (SAR) et de sa conductivité électrique (US Salinity Laboratory Staff, 1953).

➤ Conclusion

Selon les données disponibles, les eaux traitées de la station d'épuration de Thenia présentent certaines insuffisances par rapport aux normes d'irrigation, notamment en termes de salinité, avec une conductivité électrique de 1.254 dS/m. Cela les classe dans la catégorie (C3) du tableau de classification des eaux d'irrigation de l'US Salinity Laboratory, indiquant un risque de salinisation modéré à élevé. Cependant, avec un SAR de 0,83, elles ne présentent pas de risque d'alcalinisation. Ainsi, selon la classification du US Salinity Laboratory Staff (1953), ces eaux sont classées **(C3-S1)** : risque de salinisation modéré à élevé et faible risque d'alcalinisation.

VIII.12.2 Homogénéisation de la série pluviométrique

On utilise le test de Wilcoxon pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique ; cette méthode repose sur la procédure suivante :

- On divise la série pluviométrique en deux sous-séries, x et y, de telle sorte que la taille de la sous-série y « N2 » soit supérieure à celle de la sous-série x « N1 ».
- Ensuite, nous constituons la série x U y après avoir classé la série de pluies d'origine par ordre décroissant. À ce stade, chaque valeur de la série pluviométrique classée se voit attribuer un rang, précisant à quelle sous-série elle appartient. Wilcoxon a prouvé qu'une série est homogène avec une probabilité de 95 % si la relation suivante est respectée :

$$W_{\min} < W_y < W_{\max} \dots\dots\dots (VII.2).$$

Avec :

$$- W_{\min} = \left[\frac{(N1+N2+1)x(N1-1)}{2} - 1,96 * \sqrt{\frac{N1xN2 (N1+N2+1)}{12}} \right].$$

$$- W_{\max} = (N1+N2+1) x N1 - W_{\min} = 275,21$$

$$- W_y = |Rang|_y$$

On prend : **N1=15.**

N2=18.

Tableau VII.7 : Homogénéisation de la série pluviométrique selon la méthode de Wilcoxon.

Rangs	Séries d'origines P (mm)	Série x (mm)	Séries y (mm)	TRI (mm)	XUY
1	474,4	474,4	588,1	885,8	Y
2	631,4	631,4	598	835,5	Y
3	620,4	620,4	664,6	832,3	Y
4	458,9	458,9	690,2	788,9	X
5	680,4	680,4	614,5	769,4	Y
6	691,9	691,9	769,4	741,3	Y
7	434,4	434,4	885,8	692,9	X
8	656,6	656,6	686,5	692,4	Y
9	644,8	644,8	642,5	691,9	X
10	692,9	692,9	741,3	690,2	Y
11	430,2	430,2	632,6	686,5	Y
12	362,2	362,2	655,6	680,4	X
13	788,9	788,9	835,5	669,8	X
14	669,8	669,8	692,4	664,6	Y
15	557,5	557,5	514,5	656,6	X
16	588,1		458,1	655,6	Y
17	598		832,3	644,8	X
18	664,6		543,8	642,5	Y
19	690,2			632,6	Y
20	614,5			631,4	X
21	769,4			620,4	X
22	885,8			614,5	Y
23	686,5			598	Y
24	642,5			588,1	Y
25	741,3			557,5	X
26	632,6			543,8	Y
27	655,6			514,5	Y
28	835,5			458,9	X
29	692,4			458,1	Y
30	514,5			474,4	X
31	458,1			434,4	X
32	832,3			430,2	X
33	543,8			362,2	X

$W_{\min} = 184$; $W_{\max} = 326$; $W_y = 264$.

Donc : $184 < W_y = 264 < 326$

La condition de M. Wilcoxon étant vérifiée, la série des précipitations moyennes annuelles de la station Keddara est homogène avec une probabilité de 95 %.

VII.12.3 Étude statistique des précipitations

La pluviométrie est fréquemment étudiée à l'aide de différentes lois statistiques, et notre projet se concentre uniquement sur celle qui s'adapte le mieux aux données, en utilisant principalement la loi normale.

Avant de procéder à l'ajustement avec la loi citée précédemment, on présente le tableau et la figure suivants sur notre série pluviométrique, réalisés à l'aide du logiciel HYFRAN.

On a : Formule de probabilité empirique $F[X(k)] = \frac{k-a}{n-2a+1}$ avec $a=0,50$ (formule de Hazen).

Tableau VII.8 : Données de l'échantillon d'étude.

Année	Observation	Probabilité	Année	Observation	Probabilité
1990	474	0.1667	2007	664	0.5909
1991	631	0.4091	2008	690	0.7121
1992	620	0.3788	2009	614	0.3485
1993	458	0.1061	2010	769	0.8636
1994	680	0.6515	2011	885	0.9848
1995	691	0.7424	2012	686	0.6818
1996	434	0.0758	2013	642	0.4697
1997	656	0.5606	2014	741	0.8333
1998	644	0.5000	2015	632	0.4394
1999	692	0.7727	2016	655	0.5303
2000	430	0.0455	2017	835	0.9545
2001	362	0.0152	2018	692	0.8030
2002	788	0.8939	2019	514	0.1970
2003	669	0.6212	2020	458	0.1364
2004	557	0.2576	2021	832	0.9242
2005	588	0.2879	2022	543	0.2273
2006	598	0.3182			

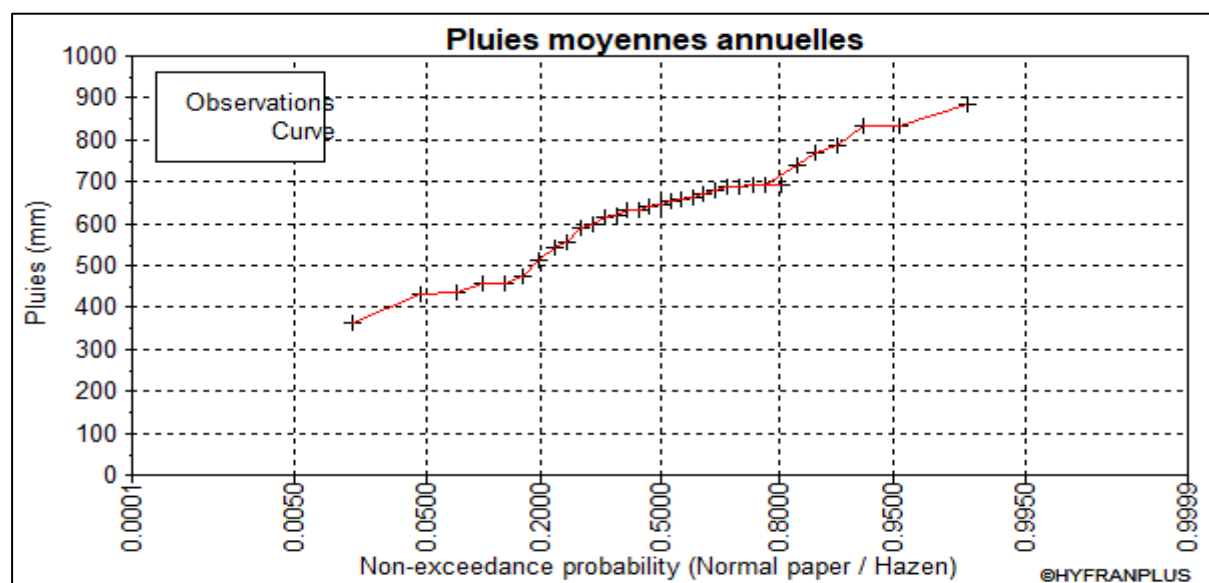


Figure VII.3 : L'allure des points sur du papier à probabilité.

a. Ajustement de la série pluviométrique à l'aide de la loi normale (gauss)

La série annuelle de pluviométrie de la station Keddara est ajustée à la loi normale, ou loi de Gauss, qui est appropriée pour les pluies moyennes annuelles et possède une fonction de répartition spécifique.

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \text{Exp}\left(\frac{-1}{2xuU^2}\right) du \dots \dots \dots \text{(VIII.3)}$$

U : Est la variable réduite de Gauss .Elle est donnée par : $U = (X - \bar{X}) / \delta$

Le procédé d'ajustement consiste à :

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant, (Fréquence au non dépassement) ;
- Affecter un numéro d'ordre (rang) aux valeurs classées ;
- Calculer la fréquence expérimentale ;
- Calculer la Variable réduite de gauss U ;
- Calculer les caractéristiques empiriques ;
- Tracer la droite de théorique sur papier de probabilité gaussienne ;

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYFRAN.

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station Keddara sont présentés dans le tableau et la figure ci-dessous.

Tableau VII.9 : Les résultats d'ajustement à la loi normale (Gauss).

T	q	XT	Standard déviation	Confidence interval (95%)
10000.0	0.9999	1090	61.6	972 - 1210
2000.0	0.9995	1040	55.4	931 - 1150
1000.0	0.9990	1010	52.6	911 - 1120
200.0	0.9950	951	45.4	862 - 1040
100.0	0.9900	920	42.1	837 - 1000
50.0	0.9800	886	38.5	810 - 961
20.0	0.9500	835	33.4	770 - 901
10.0	0.9000	790	29.4	733 - 848
5.0	0.8000	735	25.2	686 - 785
3.0	0.6667	684	22.6	640 - 729
2.0	0.5000	631	21.6	589 - 673
1.4286	0.3000	566	23.1	521 - 611
1.2500	0.2000	527	25.2	477 - 576
1.1111	0.1000	472	29.4	414 - 530
1.0526	0.0500	427	33.4	361 - 492
1.0204	0.0200	376	38.5	301 - 452
1.0101	0.0100	342	42.1	260 - 425
1.0050	0.0050	311	45.4	222 - 400
1.0010	0.0010	248	52.6	145 - 351
1.0005	0.0005	223	55.4	114 - 331
1.0001	0.0001	170	61.6	48.8 - 290

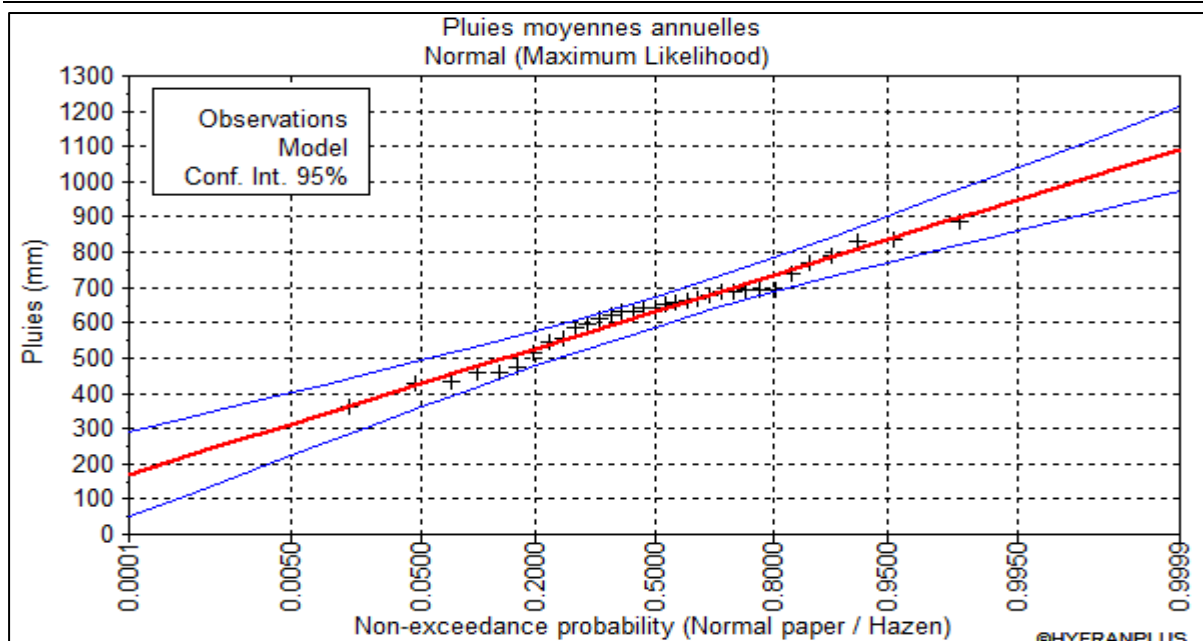


Figure VII.4 : L’allure des points sur le papier à probabilité d’ajustement à la loi normal.

VII.12.4 Détermination de l’année de calcul

La probabilité d’assurer l’irrigation est souvent fixée à une fréquence de 80 %. L’année de calcul est déterminée en appliquant la formule suivante :

$$P_{sec\ 80\%} = P_{moy\ de\ chaque\ mois} \times \frac{P_{théorique(80\%)Annuelle}}{P_{théorique(50\%)Annuelle}} \dots\dots\dots (VII.4).$$

- P théorique 80% = 527 mm ;
- P théorique 50% = 631 mm ;
- $\frac{P_{théorique(80\%)}}{P_{théorique(50\%)}} = 0,8352.$

Tableau VII. 10 : Précipitation moyenne mensuelle de l’année de calcul.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	P _{moy an}
P_{moy} (mm)	30,70	48,59	109,22	101,27	83,31	66,75	61,62	62,99	48,15	9,23	1,35	8,35	631,53
P_{sec 80%}	25,64	40,58	91,22	84,58	69,58	55,74	51,46	52,61	40,22	7,71	1,12	6,98	527,44

VII.12.5 Besoins en eau des cultures

Les besoins en eau des cultures désignent la quantité d’eau apportée aux plantes. Planter au moment approprié permet de garantir les conditions d’humidité optimales nécessaires pour une performance maximale des cultures.

VII.12.5.1 Détermination de l'évapotranspiration

Les besoins en eau, ou déficit hydrique, se mesurent par la différence entre l'évapotranspiration réelle d'une culture et les précipitations efficaces (Pe_{eff}). Pour évaluer ces besoins, nous calculons les besoins spécifiques de chaque culture selon le calendrier agronomique, tenant compte des conditions climatiques.

a. L'évapotranspiration potentielle de référence (E_{To})

C'est la quantité maximale d'eau que peut évapotranspirer un gazon bien irrigué pendant sa phase de croissance active, couvrant entièrement le sol sur une parcelle de taille suffisante.

b. L'évapotranspiration maximale (E_{TM})

Cela se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence par le coefficient cultural spécifique à la culture considérée.

$$E_{TM} = E_{To} \times K_c \dots\dots\dots (VII.5).$$

Avec :

- E_{To} : représente l'évapotranspiration standard (de référence).
- K_c : le coefficient cultural.

L'évapotranspiration de référence (E_{To}) est calculée pour une culture standard, représentant les conditions climatiques locales en mm/jour. Diverses méthodes basées sur des paramètres climatiques sont utilisées pour estimer l'E_{To}.

1. Méthodes basées sur des dispositifs de mesure directe, comme les lisimètres.
2. Méthodes s'appuyant sur des données recueillies dans des stations expérimentales.
3. Méthodes qui mesurent directement l'évaporation.
4. Méthodes empiriques.

Parmi ces dernières, on trouve des formules de calcul, les plus remarquables :

1. Méthode de Penman ;
2. Méthode de Turc ;
3. Méthode de Blaney – Cridle ;
4. Méthode de Thornthwaite ;
5. Méthode de Penman-Monteith modifiée.

Suite aux analyses et consultations d'experts de la FAO, la méthode de Penman-Monteith modifiée a été recommandée pour estimer l'évapotranspiration de référence (E_{To}). Cette méthode est considérée comme la plus efficace pour évaluer l'évapotranspiration potentielle, mais elle nécessite un ensemble complet de données climatiques, souvent indisponibles dans une seule station météorologique.

La formule de Penman-Monteith modifiée s'exprime comme suit :

$$ET_0 = C \times [w \times R_n + (1 - w) \times F(u) \times (e_a - e_d)] \dots\dots\dots (VII.6).$$

Où :

- W : facteur de pondération reflétant l'impact du rayonnement à différentes températures et altitudes.
- R_n : rayonnement net d'évaporation équivalente, exprimé en mm/jour.
- F(u) : fonction liée à la vitesse du vent.
- e_a : tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air, en millibars.
- e_d : tension de vapeur réelle moyenne de l'air, exprimée en millibars.
- (e_a - e_d) : représente le facteur de correction, destiné à ajuster les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.
- C : facteur de correction pour compenser les variations diurnes et nocturnes des conditions météorologiques.

Le calcul de l'évapotranspiration de référence a été effectué avec le logiciel CROPWAT 8.0, utilisant la méthode de Penman-Monteith. Ce logiciel nécessite des données climatiques mensuelles, notamment les températures moyennes (°C), l'humidité relative (%), l'ensoleillement journalier (heures) et la vitesse du vent (m/s).

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET₀, calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.11 : Évapotranspiration potentielle journalière.

Pays : Algérie						Station : Thenia	
Altitude : 100m			Latitude : 36.7278			Longitude : 3.55389	
Mois	Tem min (C°)	Tem max (C°)	Humidité (%)	Vent (m/s)	Insolation (heure)	Ray (MJ/m ² /J)	ET ₀ (mm/mois)
Janvier	10	15	69	3,4	12,4	15,3	62,08
Février	10,5	16	74	3,7	11,2	17,2	65,64
Mars	12,5	18	67	4,2	10,2	19,8	107,05
Avril	14,5	20	65	4,4	9,7	22,1	129,07
Mai	17,5	23	70	4,4	10	24,3	148,62
Juin	21,5	27	70	4,3	10,9	26,1	171,15
Juillet	24,5	30	65	3,9	12	27,3	206,73
Août	24,5	30	64	3,8	13,2	27,5	206,53
Septembre	22,5	28	74	3,7	14,1	25,7	157,61
Octobre	19	24	70	3,3	14,6	21,9	123,53
Novembre	14	19	69	3,4	14,4	17,7	78,73
Décembre	12,5	16	69	3,4	13,5	15,1	61,16
Moyenne	17	22,2	69	3,8	12,2	21,7	1517,89

(Source : Logiciel CROPWAT 8.0).

VII.12.5.2 Calcule des pluies efficaces

Est définie comme la partie des précipitations qui contribue effectivement à satisfaire les besoins en évapotranspiration de la culture. Cela se produit après avoir déduit les pertes dues au ruissellement en surface, à la percolation en profondeur, et autres facteurs similaires. Ces pertes sont estimées à environ 20% de la pluie totale tombée. Par conséquent, la pluie efficace (Peff) est calculée comme étant égale à 80% de la pluie totale (P).

Donc : $P_{eff} = 80\% P_{moy}$.

➤ On prend : La méthode de pourcentage fixé comme méthode de calcul dans le logiciel CROPWAT 8.0.

Les résultats de la pluie efficace, calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.12 : Les précipitations efficaces.

Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)
Janvier	69,6	55,7
Février	55,7	44,6
Mars	51,5	41,2
Avril	52,6	42,1
Mai	40,2	32,2
Juin	7,7	6,2
Juillet	1,1	0,9
Août	7	5,6
Septembre	25,6	20,5
Octobre	40,6	32,5
Novembre	91,2	73
Décembre	84,6	67,7
Totale	527,4	421,9

(Source : Logiciel CROPWAT 8.0).

VII.12.5.3 Le coefficient cultural Kc

Les valeurs du coefficient culturel (Kc) pour chaque culture ont été établies en tenant compte de divers facteurs, tels que le stade de développement de la plante, l'intensité du vent et l'humidité minimale moyenne de l'air dans notre zone d'étude.

VII.12.5.4 Calcule des besoins en eau en irrigation

En termes simples, le bilan hydrique d'une culture se calcule comme la différence entre les besoins en eau de cette culture, influencés par le climat et les caractéristiques

des plantes (ETM), et la somme des apports réels d'eau provenant des précipitations.

Pour calculer les quantités d'eau à apporter par irrigation, le bilan est établi période par période selon la formule suivante :

$$B_i = ETM - (P_{eff} + RFU_{i-1}) \dots\dots\dots (VII.7).$$

Dans cette équation :

- ETM représente l'évapotranspiration potentielle de référence en millimètres par mois (mm/mois) ;
- P_{eff} correspond aux précipitations efficaces en millimètres (mm) ;
- RFU_{i-1} est la réserve d'eau disponible à la période précédente.

Ce calcul nous permet de déterminer les besoins en eau réels de la culture et d'évaluer la quantité d'eau d'irrigation nécessaire pour satisfaire ces besoins tout en prenant en compte les conditions climatiques et les précipitations.

a. Le calcul de la RFU se fait comme suit :

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Da \cdot Z \dots\dots\dots (VII.8).$$

Avec :

- Y : degré de tarissement
- Da : densité apparente
- Z : profondeur d'enracinement mm
- H_{cc} : humidité à la capacité au champ, dans notre cas.
- H_{pf} : humidité au point de flétrissement, dans notre cas.

Dans notre cas on a un sol argilo-limoneux c-à-dire :

- $H_{cc} = 32\%$;
- $H_{pf} = 19\%$;
- $Da = 1,4$;
- $Y = 2/3$.

Pour notre projet, on choisit de cultiver des oliviers ainsi que des agrumes.

- Olivier : $Z = 1000$ mm ;
- Agrume : $Z = 1000$ mm.

Les résultats de calculs des besoins en eaux sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.13.1 : Les besoins en eau de la culture choisie (olivier).

Olivier									
Mois	Pmoy	peff (mm/mois)	ET0 (mm/mois)	kc	ETM (mm/mois)	Z(m)	RFU théo	RFU réel	Bnet (mm)
sept	25,60	20,50	157,61	0,85	133,97	1	121,33	0,00	133,97
oct	40,60	32,50	123,53	0,85	105,00	1	121,33	0,00	72,50
nov	91,20	73,00	78,73	0,75	59,05	1	121,33	0,00	0
dec	84,60	67,70	61,16	0,65	39,75	1	121,33	0,00	0
janv	69,60	55,70	62,08	0,65	40,35	1	121,33	0,00	0
fev	55,70	44,60	65,64	0,65	42,67	1	121,33	0,00	0
mars	51,50	41,20	107,05	0,65	69,58	1	121,33	0,00	28,38
avril	52,60	42,10	129,07	0,65	83,90	1	121,33	0,00	41,80
mai	40,20	32,20	148,62	0,65	96,60	1	121,33	0,00	64,40
juin	7,70	6,20	171,15	0,85	145,48	1	121,33	0,00	139,28
juil	1,10	0,90	206,73	0,85	175,72	1	121,33	0,00	174,82
aout	7,00	5,60	206,53	0,85	175,55	1	121,33	0,00	169,95

Tableau VII.13.2 : Les besoins en eau de la culture choisie (agrume).

Agrume									
Mois	Pmoy	peff (mm/mois)	ET0 (mm/mois)	kc	ETM (mm/mois)	Z(m)	RFU théo	RFU réel	Bnet (mm)
sept	25,60	20,50	157,61	0,75	118,21	1,00	121,33	0,00	97,71
oct	40,60	32,50	123,53	0,75	92,65	1,00	121,33	0,00	60,15
nov	91,20	73,00	78,73	0,75	59,05	1,00	121,33	0,00	0
dec	84,60	67,70	61,16	0,60	36,70	1,00	121,33	0,00	0
janv	69,60	55,70	62,08	0,66	40,97	1,00	121,33	0,00	0
fev	55,70	44,60	65,64	0,64	42,01	1,00	121,33	0,00	0
mars	51,50	41,20	107,05	0,68	72,79	1,00	121,33	0,00	31,59
avril	52,60	42,10	129,07	0,70	90,35	1,00	121,33	0,00	48,25
mai	40,20	32,20	148,62	0,71	105,52	1,00	121,33	0,00	73,32
juin	7,70	6,20	171,15	0,72	123,23	1,00	121,33	0,00	117,03
juil	1,10	0,90	206,73	0,72	148,85	1,00	121,33	0,00	147,95
aout	7,00	5,60	206,53	0,72	148,70	1,00	121,33	0,00	143,10

VII.12.5.5 Calcul de débit d'irrigation

La dose d'irrigation correspond à la quantité d'eau nécessaire pour les plantes, variant selon le système d'irrigation. Elle est exprimée en mm, m³/ha ou L/arbre. Les conversions courantes sont : 1 mm = 10 m³/ha ou 1 L/m².

Pour calculer la dose d'irrigation en (m³/ha), on utilise la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{B_m \times 10 \times 1000}{E_i \times T \times t \times 3600} \dots\dots\dots (VII.9).$$

En utilisant les valeurs données suivantes :

- Bm : Besoin mensuel maximum net en mm/mois, égal à 174,82 mm (Pour les oliviers) ;
- 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 ;
- Ei : Coefficient d'efficience global du système d'irrigation, approximativement égal à 0,75.

Cette formule détermine la quantité d'eau d'irrigation nécessaire pour le mois où les besoins en eau des plantes sont les plus élevés, exprimée en m³/ha, afin de couvrir ces besoins.

Le mois de pointe dans notre cas est le mois de juillet, avec un besoin mensuel pour la culture la plus exigeante (les oliviers) de 174,82 mm.

Donc : **Qsp = 0,98 l/s/ha.**

VII.12.6 Détermination de la superficie pouvant être irriguée grâce aux eaux épurées de la station de Thénia

On a : Qsp = 0,98 l/s/ha = 84,76 m³/j/ha.

$$Q_{moy} (2054) = 5417,29 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$S = \frac{Q_{moy} (2054)}{Q_{sp}} \dots \dots \dots (VII.10).$$

Donc : **S = 80,28 ha.**

VII.13 Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé la salinité et la conductivité des eaux usées épurées de la STEP de Thenia, qui sont classées comme moyennement à fortement salées. Par conséquent, ces eaux ne peuvent être utilisées que sur des sols de perméabilité moyenne à bonne. Des lessivages réguliers seront nécessaires pour prévenir la salinisation des sols. Il est également important de contrôler régulièrement la salinité des sols et de choisir des cultures tolérantes à la salinité, comme l'olivier et l'agrume, qui sont moyennement à fortement tolérants à la salinité.

On a également effectué un calcul hydrologique détaillé pour déterminer les caractéristiques hydrologiques de notre zone d'étude, en ajustant nos données pour définir l'année de référence.

Ensuite, après avoir calculé les besoins en eau pour notre projet, on a estimé la superficie maximale pouvant être irriguée à l'aide des eaux épurées par la station de Thenia. Cette superficie atteint 80,28 hectares.

Conclusion générale

Notre étude se concentre principalement sur le redimensionnement de la station d'épuration des eaux usées urbaines pour la ville de Thenia, wilaya de Boumerdes, avec une capacité de traitement prévue de 60 488 équivalents habitants d'ici 2054. Ce projet vise à préserver les milieux naturels et à favoriser la réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation des cultures à proximité de la station.

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

- Un prétraitement initial impliquant l'utilisation de dégrilleurs grossiers et fins pour éliminer les gros déchets, ainsi qu'un bassin de dessableur-déshuileur pour séparer les sables par décantation et les huiles par flottation.
- Un traitement primaire où les matières solides se déposent dans un bassin de décantation, formant des boues primaires.
- Un traitement secondaire incluant un processus biologique à charge moyenne avec boues activées, comprenant des bassins d'anaérobies pour éliminer le phosphore, des bassins d'anoxies pour la dénitrification de l'azote, et des bassins d'aération où l'eau épurée est en contact avec la masse bactérienne épuratrice, permettant la nitrification de l'azote. Suivi d'une clarification pour séparer l'eau épurée de la biomasse bactérienne formant ainsi des boues secondaire.
- Un traitement tertiaire impliquant une filtration sur sable pour réduire la quantité de matières en suspension, accompagnée d'un système de désinfection par rayonnement UV pour éliminer les agents pathogènes jusqu'à 99%.
- Traitement des boues, comprenant des étapes telles que l'épaississement, la stabilisation aérobie, et le séchage sur lit pour traiter les boues générées tout au long du processus.

L'eau ainsi traitée sera utilisée pour irriguer une superficie de 80,28 hectares avec un débit spécifique de 0,98 l/s/h au maximum.

Pour garantir le bon fonctionnement à long terme de la station d'épuration et assurer un traitement efficace des eaux usées, il est essentiel de garder les installations en bon état et de les vérifier régulièrement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

- [1] : Dimitri Xanthoulis, co-ordinator, FUSAGx ; and al, 2008 ; Les techniques d'épuration des eaux usées à faibles coûts ; Première Edition P.
- [2]: Adour Lydia, Larbia-Habchi Haassiba, Arbia Khatraoui Wassila, 2019, traitement des eaux usées, L'office des publications universitaires. P11-28.
- [3] : Gaid, A. (1984). Épuration biologique des eaux usées urbaines (Tome I). Office des Publications Universitaires. P261.
- [4] : Baumont, S., Camard, J. P., Lefranc, A., & Franconie, A. (2004). Réutilisation des eaux usées : risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France. Rapport ORS, 220.
- [5] : Dr BOUMAAZA Messaouda (MCB) ,2019/2020, Polycopié de cours destiné aux étudiants en Licence Hydraulique, Traitement et Epuration des eaux. Université 8 Mai 1945 Guelma Faculté des Sciences et de la Technologie Département : Génie Civil & Hydraulique.
- [6] : J. P. Bechac-P. Boutin-B. Mercier-P. Nuer, 1984, " Traitement des eaux usées", Eyrolles.
- [7] : B.Meot et Z Alamy, 1990, Réglementation des rejets urbains traitement de finition par géoépuration. BRGM, livre d'entreprise au service de la terre, France.
- [8] : Amorce, 2012, Boues de Station d'épuration : Techniques de traitement, Valorisation et Elimination. Série Technique DT 51.
- [9] : Gaid, A. (1984). Épuration biologique des eaux usées urbaines (Tome II). Office des Publications Universitaires. 222 pages, 22 cm.
- [10] : Cors Marie, 2007, Techniques extensives d'épuration des eaux usées domestiques. Le meilleur choix environnemental en zone rurale Dossier IEW Inter Environnement Wallonie.P22.
- [11] : Hatem Dhaouadi, 2008, Traitement des eaux usées urbaines : les procédés Biologiques d'épuration, université Virtuelle de Tunis.P25-29.
- [12] : Libes, Y. (2010). Les eaux usées et leur épuration (pp. 1-17). France.
- [13]: Berland, J.M. Procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités (500-5000 eq-hab). Mise en œuvre de la directive du Conseil n° 91/271 du 21 mai 1991 relative au traitement des eaux urbaines résiduaires.
- [14] : M. (2002). Présentation des divers éléments des filières de traitement des eaux usées. Dans Traitement des eaux usées urbaines (pp. 26, 523). Lyonnaise des eaux.
- [15] : Joseph Pronost, Rakha Pronost, Laurent Deplat, Jacques Malrieu, Jean-Marc Berland, 2002« Stations d'épuration dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation », Document technique, FNDAE N° 22 bis. P72.

- [16] : Canler, J.-P. (2004). Dysfonctionnements des stations d'épuration : origines et solutions. Ministère de l'Agriculture et de la Pêche, France. ISBN : 978-2-85362-657-6.
- [17] : Deronzier, G., & Choubert, J.-M, 2004, Traitement du phosphore dans les petites stations d'épuration à boues activées : Comparaisons techniques et économiques des voies de traitement biologique et physico-chimique. Unité de recherche QHAN, Ministère de l'Agriculture, FNDAE n° 29, 92163 Antony Cedex. Document technique.
- [18] : Bourbon, B., Lapalus, G., Le Daheron, V., Louvet, C., Marais, J., & Pages, M. (2014-2015). Les traitements tertiaires : Pour quoi faire ? Rapport bibliographique.
- [19] : CERRA Iris, DESAGNAT Mathieu, DUBART Romain, 2014 : Traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités, université Montpellier.
- [20] : ONA Boumerdes, 2011. Rapport de station d'épuration de Thenia, notice de fonctionnement et d'exploitation, Boumerdes,
- [21] : Kibane. (2018). Dimensionnement d'une station d'épuration à Arzew. Transféré le 7 janvier 2018.
- [22] : Memento Degremont. (n.d.). Traitement biologique dans l'industrie textile. Suez Water Handbook. Consulté sur <https://www.suezwaterhandbook.fr/traitement-biologique>.
- [23] : Metcalf & Eddy, Inc. (2014). Wastewater Engineering : Treatment and Reuse. 5th Edition. McGraw-Hill Education.
- [24] : Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage, Juillet 2006, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg1.
- [25] : C. Eme, Pascal Molle, 2013, Stockage des Eaux Usées Traitées en vue de leur réutilisation : état de l'art. irstea.
- [26] : FAO (2003). Irrigation avec des eaux usées traitées – Manuel d'utilisation. Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture.
- [27] : Bouchaala L., Charchar N. et Gherib A. E. Ressources hydriques : Traitement et réutilisation des eaux usées en Algérie ; Juin 2017.

Liste des Annexes.

Annexe I.

Les résultats des analyses à l'entrée de la STEP sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I : les résultats des analyses à l'entrée de la STEP en 2023.

Paramètres généraux	Unités	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
PH	-	7,84	7,26	7,31	7,4	7,41	7,49	7,46	7,32	7,33	7,36	7,34	7,3	7,37
TC°	-	15,8	13,79	16,51	18,13	20,89	23,29	27,38	26,86	25,63	23,35	19,89	16,8	20,69
MES	mg/l	122,25	111	123,75	142,75	192,5	146	157,5	75,75	122	145	95	110	128,63
DBO5	mg/l	180			122,5	210	40	250	64	137,5	216,66	108,75	231	156,04
DCO	mg/l	274,6			226,67	341,5	171	385,33	103,5	203,5	231,5	173,25	194,33	230,5
NH₄⁺	mg/l				35,5	49,5	19,5	49,5	32,95	25	50,25	38,2	27,5	36,43
Pt	mg/l				3,5	6	21	20	4,6	8	9,38	4,33	3,15	12,33
PO₄³⁻	mg/l				2,5	4,5	19,5	4	2,2	3	6,74	4,04	2,5	5,44
NO₂⁻	mg/l				0,1	0,1	0,03	0,06	0,07	0,07	0,06	0,065	0,15	0,08
NO₃⁻	mg/l					0,25	0,15	0,07	0,05	0,035	0,22	0,21	0,3	0,16
CON	µs/s	1250	950,75	1420,5	1254	1240	962,2	875,5	927,5	935,5	893,67	980	969,67	1055

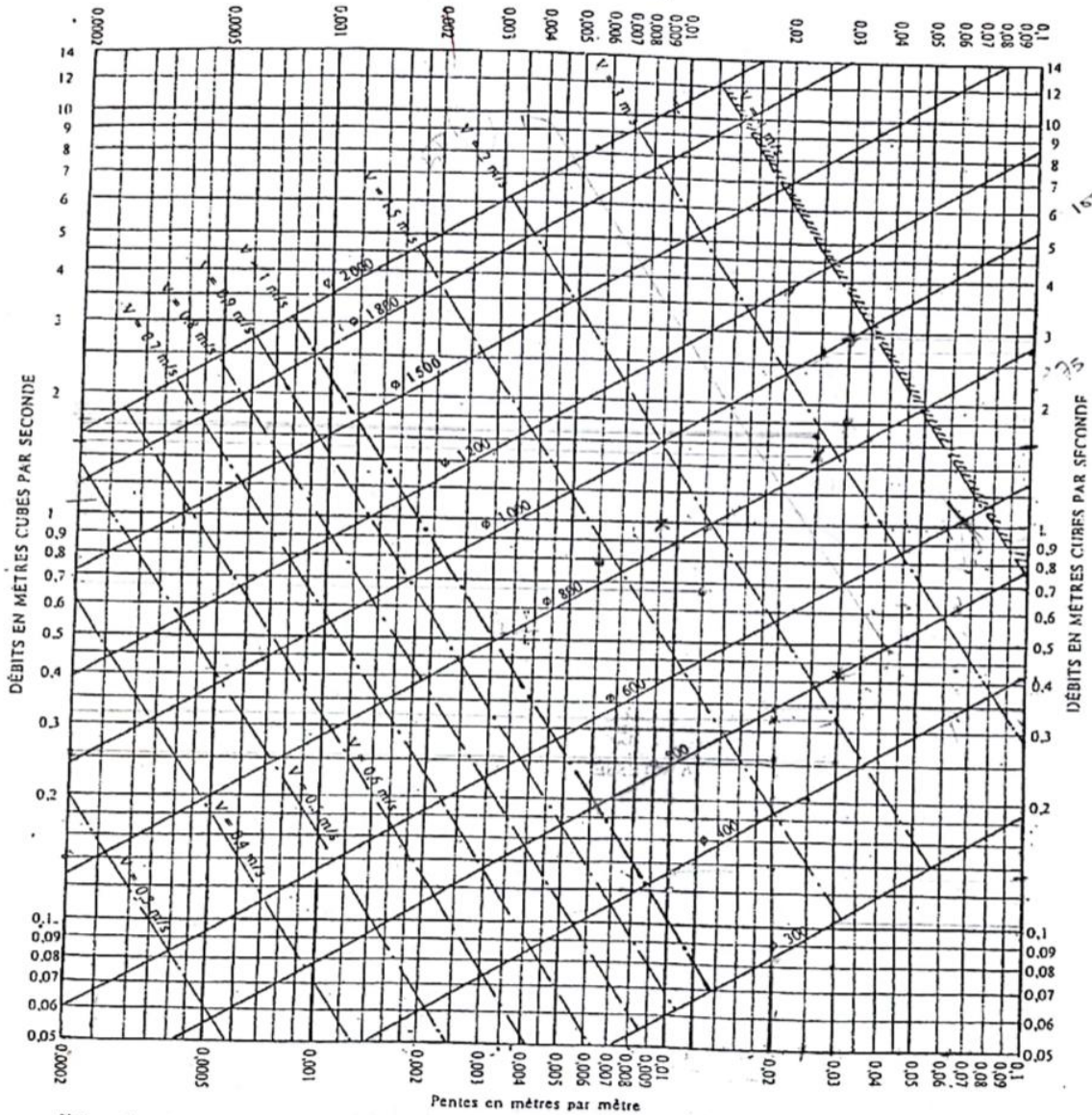
(Source : ONA unité de Boumerdes-2023-).

Annexe II.

ABOQUE Ab. 4 n

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 % ($\lambda = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

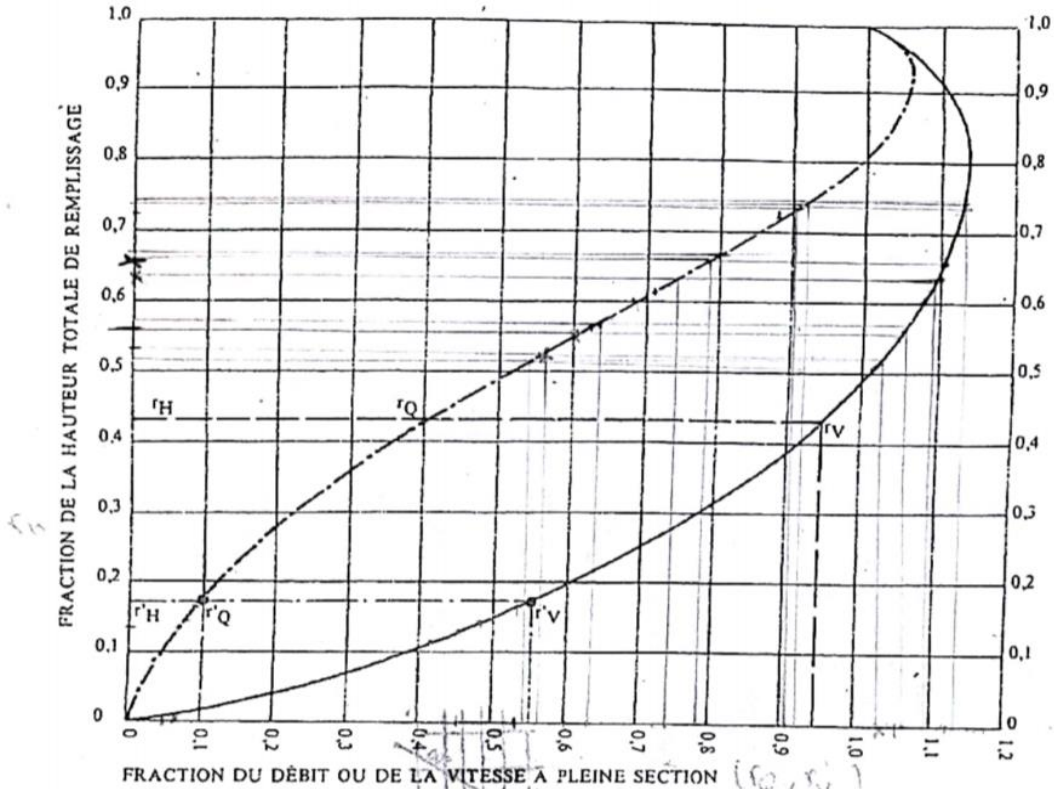
Annexe III.

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.

Annexe IV.

La série pluviométrique enregistrée à la station de Kaddara, dans la wilaya de Boumerdes, est présentée dans le tableau suivant :

- **Code de la station** : 020646 ;
- **Nom de la station** : KEDDARA BGE ;

X = 56435

Y = 37225

Z = 151

Tableau IV : La série pluviométrique enregistrée à la station de Kaddara wilaya de Boumerdes.

	Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Somme
1	1990	7,2	53	52,2	106,7	53,8	99,7	47,3	27,1	18,4	7,1	0	1,9	474,4
2	1991	21,4	91,2	51,2	11,8	154,8	41	100,9	73,6	60,9	16,9	7,7	0	631,4
3	1992	15,3	68,4	139,7	103,7	17,8	127	36,2	68,6	37,9	1,2	2,1	2,5	620,4
4	1993	30,5	23,4	142,5	80,1	81,3	41,5	0,5	54,6	4,5	0	0	0	458,9
5	1994	79	65,2	38,9	89,4	171,1	39,8	106,5	46,8	0,2	0,1	0,2	43,2	680,4
6	1995	17,8	19	85,4	39,2	94,3	143,5	56,9	161,2	35,5	31,6	6,7	0,8	691,9
7	1996	37,7	86,2	27	34	46,8	23,6	9,4	94,8	22,3	10,3	9	33,3	434,4
8	1997	36,3	44,9	129,3	93	28,5	51,6	36,6	75,9	151,3	1,3	0	7,9	656,6
9	1998	21,8	49,4	102,7	81,8	120,8	128,4	86,4	47,3	1,1	1,5	0	3,6	644,8
10	1999	18,8	21,7	169,8	369	15,5	12	13,4	16,9	53,3	0,3	1,2	1	692,9
11	2000	4,2	46,9	73,7	40,8	125,7	73,3	0,4	33,5	27,1	1,2	0,1	3,3	430,2
12	2001	45,1	38,6	49,1	56,8	39,4	12,5	34,8	38,5	13,7	0,5	0	33,2	362,2
13	2002	11,5	42,9	145,1	101,6	198,5	132,8	22,8	85,8	19,9	0,2	0,2	27,6	788,9
14	2003	39,2	37,8	58,7	109,9	90,2	46,3	79,1	56,4	148,8	1,1	1,5	0,8	669,8
15	2004	11,9	42,6	115,9	108,5	85,7	114,9	50,1	25,9	1,1	0	0,9	0	557,5
16	2005	15,1	56,7	101,8	81	128,1	82,9	26,2	2,7	81,7	1,4	0,6	9,9	588,1
17	2006	38,1	17,4	21,3	192,6	9,6	60,1	152,1	60,1	16,1	10	2,4	18,2	598
18	2007	37,9	115,5	250,1	73,9	18,3	15,5	47	19,3	73,9	3	10,2	0	664,6
19	2008	27,1	71,6	144,2	99	141,9	23	64,9	70,7	33,4	0	0,8	13,6	690,2
20	2009	98	14,4	57,3	157,1	47,8	48,9	99	32,9	31,7	4,6	0	22,8	614,5
21	2010	26,5	89,8	100,8	67,3	61,6	130,3	37,5	74,7	134,2	44,9	0,8	1	769,4
22	2011	8,6	51,2	127,3	72,8	65,9	237,1	92,4	183,5	20	0	0	27	885,8
23	2012	5,5	105	62,2	37,1	98,9	114,3	60,4	75,6	114,5	4	0	9	686,5
24	2013	15,6	12,6	202,7	90,8	63,5	61,4	127,9	3,1	5,8	59,1	0	0	642,5
25	2014	49,1	37,1	32,9	242,5	63,5	61,4	60,4	75,6	114,5	3,9	0	0,4	741,3
26	2015	49,1	37,1	32,9	242,5	63,5	61,4	60,4	75,6	5,8	3,9	0	0,4	632,6
27	2016	44,4	37,1	100,8	138	234,2	13	51,6	30,7	1,5	3,9	0	0,4	655,6
28	2017	44,4	26,6	117	138	29,1	96,3	145,2	135,8	59,9	43,2	0	0	835,5
29	2018	37	80,7	208,8	53,8	141,8	19,6	59,8	56	24,6	4,4	0	5,9	692,4
30	2019	45,1	49,9	128,5	6	58	0,2	77,7	124,4	14,5	5,2	0	5	514,5
31	2020	14,6	40,3	108,9	131,9	39,1	10,5	57	30,2	14,1	10	0	1,5	458,1
32	2021	45,5	25,6	355,5	62,3	22,5	23	88,8	117,1	87,1	3,5	0	1,4	832,3
33	2022	13,7	3,7	70,2	29,1	137,6	55,8	43,8	3,8	159,7	26,4	0	0	543,8

(Source : ANRH Blida)

Annexe V.

Annexe 2. Table du χ^2

P γ	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	45.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ