

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Réutilisation Des Eaux Non Conventionnelles

THEME :

**Redimensionnement de la STEP de Chenoua et la réutilisation des eaux
épurées à des fins agricoles.**

Présenté par :

Belkherroubi sadek

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.	MAA.	Examineur
DJOUDARHelal Dahbia	MCA	Promotrice

Session OCTOBRE 2023

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma gratitude envers Allah pour m'avoir donné la force et le courage nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études.

Je souhaite sincèrement remercier mon encadrant, M. DJOUDAR HALLAL DAHBIA, pour sa patience, son soutien constant, ses précieux conseils et sa gentillesse qui ont été d'une aide inestimable tout au long de ce travail.

Un remerciement spécial est également adressé à tous les enseignants du département d'Irrigation et de Drainage pour leur enseignement précieux.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers les enseignants de l'ENSH ainsi que tous les autres enseignants qui ont contribué, de près ou de loin, à ma formation tout au long de mes années d'études.

Enfin, je tiens à remercier chaleureusement les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail et de partager leur expertise.

Votre soutien et vos conseils ont été essentiels dans la réalisation de ce projet, et je vous en suis profondément reconnaissant.

Dédicace

À mon père, qui a été mon roc et ma source d'inspiration tout au long de ma vie. Ta sagesse et ton soutien infailible m'ont guidé à travers ce chemin d'apprentissage, et je te dédie ce travail avec une profonde gratitude.

À ma mère, dont l'amour inconditionnel et les encouragements constants m'ont donné la force de persévérer. Ton dévouement sans faille est la lumière qui a éclairé mon parcours académique, et je t'honore en dédiant ce projet.

À mes frères, dont la camaraderie et le partage ont rendu chaque étape de cette aventure plus mémorable. Votre soutien a été précieux, et je souhaite partager avec vous les fruits de cette réussite.

À mes amis, Wissem Chaouii et Bahaa , qui ont été présents à chaque tournant de ce voyage. Votre amitié, vos encouragements et vos rires ont rendu les défis plus faciles à surmonter. Je vous dédie ce travail en reconnaissance de notre amitié indéfectible.

À mes collègues de l'école, qui ont partagé avec moi des heures de travail, de réflexion et de croissance intellectuelle. Votre collaboration a enrichi cette expérience, et je dédie ce projet à notre communauté d'apprentissage.

الملخص:

الهدف الرئيسي لهذه الدراسة هو تحديد إمكانية إعادة تدوير مياه الصرف الصحي للاستخدام الزراعي. من أجل تحقيق هذا الهدف، من الضروري تحليل أداء هذه المحطة، بما في ذلك مراحل المعالجة مثل الترسيب والترشيح والتعقيم، وإعادة تصميمها وتوسيعها لتلبية الاحتياجات المتوقعة حتى عام 2053 حيث يجب أن يغطي هذا التوسيع مساحة تقدر بنحو هكتاران مجاورة للمحطة. للحصول على مياه عالية الجودة تتوافق مع المعايير المحددة بموجب التنظيم الجزائري، حتى يمكن استخدامها لسقي مساحة تقدر بحوالي 2181 هكتارًا من الأراضي الزراعية. لذا، يُعتبر إعادة تدوير المياه مستقبل الزراعة من أجل الحفاظ على المياه الجوفية خلال فترات الهطول المنخفض..

الكلمات المفتاحية: تدوير المياه، محطة معالجة المياه. إعادة التصميم، استخدام مياه الصرف

Résumé :

Le principal objectif de cette étude est de déterminer la possibilité de recyclage des eaux usées pour une utilisation agricole. Pour atteindre cet objectif, il est nécessaire d'analyser les performances de cette station, notamment les étapes de traitement telles que la décantation, la filtration et la désinfection, et de la redimensionner en l'agrandissant afin de répondre aux besoins prévus jusqu'en 2053. Cette extension devrait couvrir une superficie d'environ 2 hectares adjacente à la station. Tout cela dans le but d'obtenir de l'eau de qualité conforme aux normes établies par la loi algérienne, afin qu'elle puisse être utilisée pour irriguer une superficie estimée à 2181 hectares de terres agricoles. Par conséquent, le recyclage de l'eau est considéré comme l'avenir de l'agriculture pour préserver les eaux souterraines en période de faible pluviométrie.

Les mot clé : station d'épuration, réutilisation en agriculture, redimensionnement

Abstract:

The main objective of this study is to determine the feasibility of recycling wastewater for agricultural use. To achieve this goal, it is necessary to analyze the performance of this station, including the treatment stages such as sedimentation, filtration, and disinfection, and to resize it by expanding it to meet the anticipated needs until 2053. This expansion should cover an area of approximately 2 hectares adjacent to the station. All of this is aimed at obtaining water of quality that complies with the standards established by Algerian law, so that it can be used to irrigate an estimated area of 2181 hectares of agricultural land. Therefore, water recycling is considered the future of agriculture to preserve groundwater during periods of low rainfall.

Key words: wastewater treatment plant, wastewater, reuse in agriculture.

Sommaire :

-Introduction générale.	3
Chapitre I : Généralité sur les eaux usées.	
I-1-Introduction	5
I-2-Définition des eaux usées .	6
I.3. Origine et Composition des eaux usées.	6
I.3.1. Origine des eaux usées.	6
I.3.1.1. Les eaux usées domestiques.	6
I.3.1.2. Les rejets industriels .	7
I.3.1.3. Les eaux de ruissellement.	7
I.3.2. Composition des eaux usées.	7
I.3.2.1. Micro-organismes.	8
I.3.2.1.1. Les bactéries.	8
I.3.2.1.2. Les virus.	9
I.3.2.1.3. Les protozoaires.	10
I.3.2.1.4. Les helminthes.	10
I.3.2.2. Composition physicochimique des eaux usées.	10
I.3.2.2.1. Les matières en suspension (MES) .	10
I.3.2.2.2. Les micropolluants organiques et non organiques : une pollution multiple et complexe .	11
I.3.2.2.3. Les éléments traces .	11
I.3.2.2.3.1. Les métaux lourds.	11
I.3.2.2.3.2. Les micropolluants organique .	11

I.3.2.2.4. Les substances nutritives.	11
I.3.2.2.5. Salinité .	12
I .4.Conclusion .	13
Chap II :Différents procédés de l'épuration des eaux usées.	
II.1. Introduction .	15
II.1. Epuration des eaux résiduaires .	15
II.2.1. Définition du l'épuration .	15
II.2.2. Le rôle des stations d'épuration .	15
II.2.2.1 Prétraitement.	15
II.2.2.1.1. Le dégrillage.	16
II.2.2.1.2.Dessablage.	16
II.2.2.1.3. Déshuilage et dégraissage.	16
II.2.3. Les traitements physiques et chimiques.	16
II.2.3.1. Procédés de décantation physique.	17
II.2.3.1.1. La décantation.	17
II.2.3.1.2. Procédés de décantation chimique.	17
II.2.3.1.3. L'élimination de la Pollution Carbonée.	18
II.2.4. Traitements Biologiques.	19
II.2.4.1. Procédés Biologiques Extensifs.	19
II.2.4.2Procédés Biologiques Intensifs.	20
II.2.4.2.1. Lits Bactériens.	20
II.2.4.2.2. Procédé des Disques Biologiques.	20
II.2.4.2.3. Traitement par Boues Activées.	21
II.2.4.2.3.1. Principe.	21

II.2.5. Avantages et inconvénient des différentes filières intensives.	23
II.2.6 .Les traitements complémentaires.	24
II.2.6.1. Elimination de l'Azote et du Phosphore.	24
a)-Nitrification biologique.	24
b)-Dénitrification biologique.	25
II.2.6.2. Désinfection.	25
II.3. Conclusion.	26
ChapitreIII :Présentation de la zone d'étude.	
III.1.Introduction.	28
III.2 Description et Situation Géographique.	28
III.2.1 Situation Administrative.	28
III.2.2.Localisation de site de l'Implantation de la Station.	29
III.3 Milieu Physique.	30
III.3.1 Topographie.	30
III.3.2 Géologie.	31
III.3.3 Aspect Morpho-Tectonique du Site.	32
III.4 Environnement Climatique et Pluviométrique.	33
III.4.1 Température.	33
III.4.2 .La pluviométrie.	34
III.4.3.Humidité.	35
III.4.4.Le vent.	36
III.5.Sismicité.	37
III.6.Conclusion.	37
ChapitreIV :Présentation de la STEP de chenoua	
IV.1.Localisation de la step chenoua.	39

IV.2 . Présentation de la Station d'Épuration (STEP) Chenoua.	39
IV.3. Diagnostic de la station d'épuration de Chenoua.	40
IV.3. 1.Poste de relvage.	40
IV.3. 2.Dégrillage.	40
IV.3. 3 Dessaleur déshuileur.	41
IV.3.4.Bassin d'aération.	41
IV.3.5.Décanteur secondaires	41
IV.3.6.Bassin de chloration.	42
IV.3.7.Poste de pompage des boues de retour et d'excès.	42
IV.3.8.Epaississeur.	42
IV.3. 9.Déshydratation mécanique des boues.	43
IV.4. .Problèmes rencontrés à la station d'épuration en raison de la saturation de la station.	43
IV.5.Site preconise pour l'extension de la STEP.	44
ChapitreV : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua	
V.1.Introduction.	48
V.2. Le débit moyenne journalier .	49
V-2.1.1.Population de la zone d'etude .	49
V.3. Calcul des débits et de l'équivalent habitant.	49
V.3.1. Détermination du débit de pointe total (Q Pte).	49
V.3.2. Détermination du nombre d'équivalents-habitants (E.H).	49
a).Commune de TIPASA.	50
b).Commune de CHENOUA.	53
c).Zone d'expansion touristique (ZET).	54
d).Commune de SIDI AMAR.	54
e) .Commune de NADOR.	56

f).Programme logement.	58
V.3.3. Calcule des charges polluantes.	59
V..4. Dimensionnement des ouvrages.	62
V.4.1Prétraitements.	62
V.4.1.1Dégrillage grossier mécanisé.	62
V.4.1.2Dégrillage fin mécanisé.	63
V.4.1.3. Déssableur-Déshuileur.	64
V.4.2- Traitement primaire.	66
V.4.3. Traitement Biologique .	67
V. 4.3.1. Zone de contact.	67
V. 4.3.2. Bassin d'aération.	68
V. 4.3.3. Regard de dégazage.	72
V. 4.3.4Décanteur secondaire (clarificateur).	73
V. 4.4.Traitement tertiaire.	74
V. 4.4.1.Bassin Rayonnement par ultraviolet (UV).	74
V. 4.4.1.1Les pertes de charges .	75
V. 4.5. Traitement des boues.	76
V. 4.5.1.Production des boues.	76
a)-Purge du clarificateur secondaire.	76
b)-Age des boues.	78
c)-Recirculation des boues.	78
d)-Débit de recirculation des boues.	78
V. 4.5.2.Epaississement .	79
a)-Calcul du diamètre.	79
b)-Calcul du débit des boues à la sortie de l'épaississeur.	79

V. 4.5.3	Déshydratation mécanique par filtre à bande.	80
V. 4.5.4.	Système de dosage du polymère des filtres à bandes.	80
Chapitre VI : Réutilisation des eaux usées épurées en irrigation.		
VI.1.	Introduction.	82
VI.1.	Faisabilité de l'irrigation par les eaux usées épurées.	82
VI.1.1.	Les principaux avantages de l'irrigation.	82
VI.1.2.	Les principales contraintes de l'irrigation.	82
VI.2.	Normes de qualité des eaux usées en vue de leur utilisation en irrigation.	83
VI.3.	Analyse chimique de l'eau.	85
VI.4.	Les choix de culture irriguée.	89
VI.5.	Calcul des besoins d'irrigation .	98
VI.6.	Calcul de la Superficie à Irriguer.	91
VI.8.	Conclusion..	92
	-conclusion générale	93
	-Références bibliographiques.	95
	-Annexe.	97

Liste de tableaux :

Tableau I.1 : Bactéries pathogènes présentes dans les eaux usées (avec détails sur leurs effets pathogènes).	8
Tableau I.2 : Présence des virus dans les eaux usées et leurs effets pathogènes (pour une meilleure précision) .	9
Tableau II.1: Efficacité épuratoire de la décantation.	17
Tableau II.2: Avantages et inconvénients des filières intensives.	23
Tableau III -1 : Température moyenne maximale et minimale àTipaza.	34
TableauIII-2 : Moyenne des précipitations mensuelles sur la période de 2010 à 2019.	35
TableauIII-3 : Moyenne d’humidité mensuelle de l’année 2022.	35
TableauIII.4 : vitesse moyenne de vent.	36
TableauVI.1 : taux d’accroissement de quatre commune.	58
TableauVI.2 : La population de quartes communes.	58
TableauVI.3: Les besoins total des equipements de commune de tipasa.	60
TableauVI.4 : Les résultats des débits de wilaya tipaza.	61
TableauVI.5 : Les résultats des débits et EH de chenoua.	62
TableauVI.6 : Les résultats des débits, EH et les charges polluantes de ZET.	63
TableauVI.7 : Les besoins total des équipements de commune de Sidi Amar.	63
TableauVI.7: Les résultats des débits et EH de commune de Sidi Amar.	64
TableauVI.8 : Les besoins total des équipements de commune de Nador.	65
TableauVI.9: Les résultats des débits et EH de commune de Nador.	66
TableauVI.10: Les résultats des débits et EH de commune de programme logement.	67
TableauVI.10: Les résultats des débits total et EH .	68
TableauVI.11: Les résultats des débits et EH de future.	68
TableauVI.12: Les résultats des charges polluante.	69
Tableau VII.1: Recommandations de la FAO concernant la qualité de l'eau pour l'irrigation.	93

Tableau VII.2: Classification des eaux en fonction de leur conductivité.	94
Tableau VII.3: Catégorisation des eaux en fonction de leur indice de Sodium Adsorption Ratio (SAR).	96
Tableau VII.4: Classification complète des eaux d'irrigation.	97
Tableaux VII.5: Les besoins d'irrigation d'olivier.	100

Liste de figures :

Figure I.1: Intégration des eaux usées traitées dans le cycle général des ressources en eau.	5
Figure II.1 : Captage des particules au sein des agrégats pendant la décantation.	18
Figure II.2 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.	20
Figure II.3: Synoptique d'une station d'épuration. principe Comportant un disque biologique.	21
Figure II.4 : Schéma de principe Comportant un disque biologique.	21
Figure II.4 : fondamentale du processus de traitement par boues activées.	22
Figure III.1 : Représentation en trois dimensions de la localisation géographique de la zone d'étude.	29
Figure III.2 : Emplacement du Site d'Implantation de la Station (Vue Aérienne).	30
Figure III.3 : Carte géologique du milieu étudié.	32
Figure III.4 : Morphologie du Sahel (Vue en 3 D).	33
Figure III-5 : Les courbes Température moyenne maximale et minimale à Tipaza.	34
Figure III-6 : Les Précipitations moyennes mensuelles, période (2010 -2019).	35
Figure III-7 : Courbe de moyenne d'humidité mensuelle de l'année 2022.	36
Figure III.8 : Courbe de vitesse de vent.	36
Figure III-9 : Carte de zonage sismique du territoire national.	37
Figure IV-1. : Station d'épuration chenoua wilaya de tipasa.	39
Figure V.1 : représentation graphique de la variation des débits entrant et sortant de juillet 2022 à décembre 2022 pour la step de chenoua.	46
Figure V.2 : Représentation graphique de la variation de PH des eaux brutes et épurées.	47
Figure V.3 : Représentation graphique de la variation de la température des eaux usées brutes et épurées.	48
Figure V.4 : Représentation graphique de la variation de la conductivité électrique des eaux usées brutes et épurées.	48
Figure V.5 : Représentation graphique de la variation de DBO ₅ des eaux usées brutes et épurées.	49

Figure V.6 : Représentation graphique de la variation de DCO des eaux usées brutes et épurées.	50
Figure V.7 : Représentation graphique de la variation de MES des eaux usées brutes et épurées.	51
Figure V.8 : Représentation graphique de la variation de N-NH ₄ des eaux usées brutes et épurées.	52
Figure V.9 : Représentation graphique de la variation de PT des eaux usées brutes et épurées.	52
Figure V.10 : Représentation graphique de la variation de N-NO ₃ des eaux usées brutes et épurées.	53
Figure V.11 : Représentation graphique de la variation de P-PO ₄ des eaux usées brutes et épurées..	54
Figure V.12 : Représentation graphique de la variation de DCO/DBO ₅ des eaux usées brutes.	55
Figure VII.1: Les valeurs de Pef	99
Figure VII.2: Les valeurs de ETP.	99

Introduction générale :

Introduction Générale :

L'eau, ressource vitale pour la survie de toute forme de vie sur Terre, est également un pilier du développement socio-économique de nos sociétés. Cependant, la croissance démographique rapide, l'urbanisation accrue, et les défis posés par le changement climatique ont placé une pression sans précédent sur nos sources d'eau douce, menaçant ainsi la disponibilité de cette ressource précieuse. Dans ce contexte, la gestion efficace de l'eau et la recherche de solutions durables pour répondre aux besoins en eau sont devenues des impératifs majeurs de notre époque.

Les stations d'épuration des eaux usées (STEP) jouent un rôle essentiel dans le traitement des eaux usées urbaines, contribuant ainsi à la protection de l'environnement et à la préservation de la qualité de nos ressources hydriques. Cependant, leur fonction ne se limite pas à la simple élimination des polluants. Elles ouvrent également la voie à une opportunité majeure et innovante : la réutilisation des eaux épurées.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre mémoire de fin d'études, dédié au redimensionnement de la Station d'Épuration de Chenoua, située dans une région où l'eau est une ressource précieuse. Notre étude se penchera sur l'optimisation de cette station, visant à améliorer son efficacité tout en explorant les possibilités de réutilisation des eaux épurées à des fins agricoles.

La réutilisation agricole des eaux épurées est une approche novatrice qui peut résoudre plusieurs problèmes pressants. Elle contribue à la conservation des ressources en eau douce, réduit la pollution des cours d'eau, et offre aux agriculteurs un approvisionnement fiable en eau pour leurs cultures. Cependant, cette démarche n'est pas sans défis, notamment en ce qui concerne la qualité de l'eau traitée et les exigences spécifiques des cultures.

Au cours de cette étude, nous explorerons en profondeur les aspects techniques, environnementaux et sanitaires de la réutilisation des eaux épurées en agriculture. Nous évaluerons la qualité de l'eau traitée, les normes applicables, et les méthodes de traitement nécessaires pour garantir l'innocuité des eaux réutilisées. De plus, nous analyserons les implications économiques de cette approche et son impact sur la durabilité de la région.

Notre objectif est de contribuer à la gestion intégrée de l'eau en proposant des recommandations pratiques pour le redimensionnement de la STEP de Chenoua, en vue de maximiser son potentiel de réutilisation agricole. En unissant nos efforts dans cette direction, nous pouvons créer un avenir où l'eau est utilisée de manière plus efficace, durable, et responsable, garantissant ainsi une meilleure qualité de vie pour les générations futures.

Chapitre I : Généralité sur les eaux usées.

I.1.Introduction :

Dans les régions confrontées à une rareté d'eau, les eaux usées ne sont plus considérées comme des déchets à éliminer, mais plutôt comme une ressource potentielle en eau. La valorisation des eaux usées repose sur deux étapes fondamentales, comme illustré dans la figure I.1. Tout d'abord, il est nécessaire de collecter les eaux usées, ce qui implique la mise en place d'un réseau d'égouts couvrant les différentes zones urbaines. Le choix du processus de traitement et la taille des stations d'épuration dépendent en grande partie de la nature et du volume des eaux usées collectées.

La deuxième étape du schéma de valorisation des eaux usées consiste à traiter ces eaux collectées. Dans certains pays en développement, ces eaux sont encore utilisées sans traitement préalable. Cependant, la norme générale est de les soumettre à un processus de purification avant de les réutiliser. Plutôt que de rejeter les effluents traités dans l'environnement naturel, ceux-ci sont réintégrés dans différentes applications. Dans certains pays où les normes de réutilisation sont strictes, des traitements supplémentaires, voire la désinfection, sont effectués sur les eaux usées traitées. La finalité d'utilisation détermine donc le niveau de traitement complémentaire requis [1].

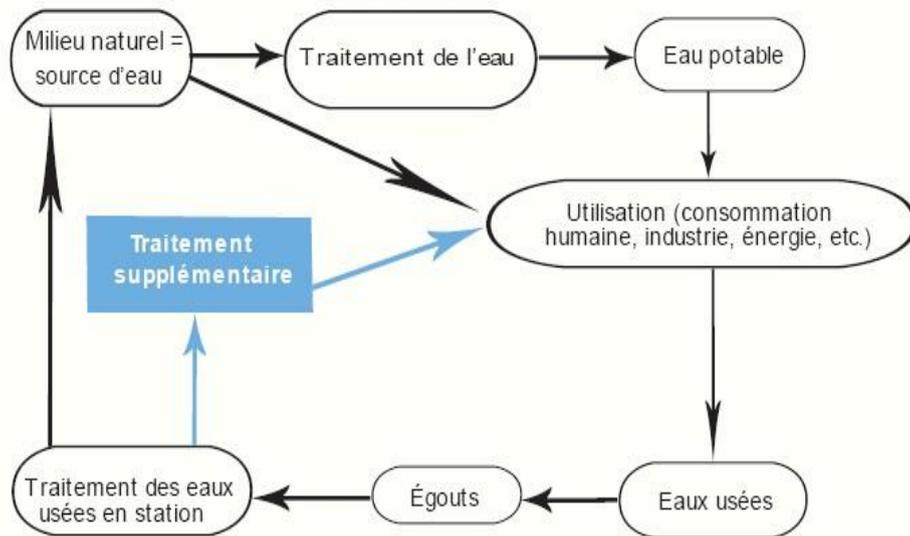


Figure I.1: Intégration des eaux usées traitées dans le cycle général des ressources en eau.

I.2.2. Définition des eaux usées :

Selon la définition de RAMADE (2000), les eaux usées englobent toutes les eaux qui ont été utilisées à des fins domestiques, industrielles ou agricoles, devenant ainsi des effluents pollués qui sont rejetés dans les égouts. Ce terme comprend différents types d'eaux usées, notamment les eaux vannes et les eaux ménagères provenant des foyers, les eaux de ruissellement, ainsi que les effluents industriels issus des usines (2).

I.3. Origine et Composition des eaux usées

I.3.1. Origine des eaux usées :

Les sources des eaux usées sont :

- Les eaux domestiques.
- Les eaux industrielles.
- Les eaux de ruissellement.

I.3.1.1. Les eaux usées domestiques :

Les eaux usées domestiques proviennent essentiellement de l'utilisation de l'eau potable par les particuliers pour répondre à leurs besoins ménagers. Lorsque les habitations sont raccordées à un système d'assainissement collectif, ces eaux usées aboutissent dans les égouts. De manière générale, on distingue deux catégories d'eaux usées domestiques qui convergent toutes deux vers le réseau d'assainissement :

- Les eaux vannes, qui correspondent aux eaux de toilettes.
- Les eaux grises, qui englobent tous les autres usages tels que les eaux de lave-linge, de lave-vaisselle, de douche, de bain, etc.

La composition des eaux usées domestiques peut être extrêmement variable et dépend de trois facteurs :

- La composition originelle de l'eau potable, qui elle-même est influencée par la qualité de l'eau utilisée pour produire l'eau potable, les normes sanitaires du pays, la nature des canalisations, etc.

- Les différentes utilisations de l'eau par les particuliers, qui peuvent introduire un nombre considérable de polluants tels que les produits d'entretien, les lessives, mais aussi les solvants, les peintures, le mercure, les colles, etc.

- Les utilisateurs eux-mêmes, qui rejettent de la matière organique dans les égouts (urines et fèces). La matière organique constitue la principale source de pollution dans les eaux usées domestiques, auxquelles s'ajoutent également des micro-organismes et divers contaminants comme les résidus de médicaments, etc.

I.3.1.2. Les rejets industriels :

Les rejets industriels désignent toutes les eaux usées résultant d'une utilisation de l'eau à des fins autres que domestiques. Cette catégorie englobe non seulement les rejets des usines, mais également ceux provenant d'activités artisanales ou commerciales telles que les blanchisseries, les restaurants, les laboratoires d'analyses médicales, etc. Le déversement de ces eaux dans les réseaux d'égouts publics n'est pas un droit et nécessite une autorisation préalable de la part des autorités locales.

Les rejets industriels peuvent suivre trois voies d'assainissement :

- Ils peuvent être directement déversés dans le réseau d'assainissement domestique.
- Ils peuvent être prétraités avant d'être rejetés dans le réseau d'assainissement domestique.
- Ils peuvent être entièrement traités sur place avant d'être déversés dans le milieu naturel. Cependant, ce dernier cas ne sera pas étudié dans le cadre de la réutilisation des eaux usées épurées .

I.3.1.3. Les eaux de ruissellement :

Les eaux de ruissellement désignent les eaux de pluie qui s'écoulent sur les surfaces imperméabilisées, généralement en zone urbaine. Avant de rejoindre le réseau d'assainissement ou le milieu naturel, les eaux de pluie peuvent être récupérées pour des usages divers. L'utilisation des eaux de pluie, également appelée utilisation des eaux pluviales (UEP), tout comme la réutilisation des eaux usées épurées (REUE), représente une forme de recyclage de l'eau .

I.3.2. Composition des eaux usées :

Les eaux usées présentent une composition hautement variable en fonction de leur origine, contenant une diversité de substances, tant sous forme solide que dissoute, ainsi qu'une multitude de micro-organismes.

I.3.2.1. Micro-organismes :

Les eaux usées renferment tous les micro-organismes excrétés conjointement avec les matières fécales. Cette flore intestinale normale est accompagnée d'organismes pathogènes. Dans l'ensemble, ces organismes peuvent être classés en quatre grands groupes : les bactéries, les virus, les protozoaires et les helminthes [3].

I.3.2.1.1. Les bactéries :

Les bactéries constituent les micro-organismes les plus fréquemment présents dans les eaux usées. Ce sont des organismes unicellulaires simples et dépourvus de noyau. Leur taille varie entre 0,1 et 10 µm. On estime qu'en moyenne, les eaux usées contiennent de 10⁷ à 10⁸ bactéries par litre. Parmi celles qui sont les plus détectées, on retrouve les Salmonelles, dont certaines sont responsables de maladies telles que la typhoïde, la paratyphoïde et des troubles intestinaux.

Les bactéries pathogènes d'origine hydrique sont responsables de la mort de 3 à 10 millions de personnes chaque année dans le monde [4].

Tableau I.1 : Bactéries pathogènes présentes dans les eaux usées (avec détails sur leurs effets pathogènes)

Agent pathogène	Symptômes, maladie	Nombre/ litre d'eau usée	Voies de contamination principales
<i>Salmonella</i>	Typhoïde, paratyphoïde Salmonellose	23 à 80 000	Ingestion
<i>Shigella</i>	Dysenterie bacillaire	10 à 10 000	Ingestion
<i>E. coli</i>	Gastro-entérite		Ingestion
<i>Yersinia</i>	Gastro-entérite		Ingestion
<i>Campylobacter</i>	Gastro-entérite	37 000	Ingestion
<i>Vibrio</i>	Choléra	100 à 100 000	Ingestion
<i>Leptospira</i>	Leptospirose		Cutanée/Inhalation/Ingestion
<i>Legionella</i>	Légionellose		Inhalation
<i>Mycobacterium</i>	Tuberculose		Inhalation

Source: adapté d'Asano (1998) et du site Internet du ministère de la Santé du Canada (www.hcsc.gc.ca)

I.3.2.1.2. Les virus :

Les virus sont de minuscules organismes infectieux, mesurant entre 10 et 350 nm, qui se multiplient en infectant un hôte. Contrairement aux bactéries, les virus ne sont pas naturellement présents dans l'intestin. Dans les eaux usées urbaines, leur concentration se situe généralement entre 10^3 et 10^4 par litre.

L'infection par les virus se produit principalement par ingestion, sauf pour le cas du Coronavirus, où l'inhalation peut également être une voie de contamination. Dans le tableau I.2, on trouve une liste des virus les plus courants que l'on peut retrouver dans les eaux usées, avec les symptômes de la maladie associée à chacun, éventuellement le nombre moyen de virus présents dans un litre d'eau usée, ainsi que la principale voie de contamination [3].

Tableau I.2 : Présence des virus dans les eaux usées et leurs effets pathogènes (pour une meilleure précision)

Agent pathogène	Symptômes, maladie	Nombre pour un litre d'eau usée	Voies de contamination principales
Virus de l'hépatite A	Hépatite A		Ingestion
Virus de l'hépatite E	Hépatite E		Ingestion
Rotavirus	Vomissement, diarrhée	400 à 85 000	Ingestion
Virus de Norwalk	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Adénovirus	Maladie respiratoire, diarrhée, conjonctivite, vomissement,		Ingestion
Astrovirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Calicivirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Coronavirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion / inhalation
Réovirus	Affection respiratoire, diarrhée		Ingestion
Entérovirus			
Poliovirus	Paralyse, méningite, fièvre	182 à 492 000	Ingestion
Coxsackie A	Méningite, fièvre, pharyngite, maladie respiratoire		Ingestion

Coxsackie B	éruption cutanée, fièvre, méningite, maladie respiratoire		Ingestion
Echovirus	Méningite, encéphalite, maladie respiratoire, rash, diarrhée, fièvre		Ingestion
Entérovirus 68-71	Méningite, encéphalite, maladie respiratoire, fièvre		Ingestion

Source : adapté d'Asano (1998) et du site Internet du ministère de la Santé du Canada.

I.3.2.1.3. Les protozoaires :

Les protozoaires sont des organismes unicellulaires munis d'un noyau, plus complexes et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites, ce qui signifie qu'ils se développent aux dépens de leur hôte. Certains protozoaires adoptent une forme de résistance au cours de leur cycle de vie, connue sous le nom de kyste. Cette forme de kyste est généralement capable de résister aux procédés de traitement des eaux usées [3].

I.3.2.1.4. Les helminthes :

Les helminthes sont des parasites intestinaux. Tout comme les protozoaires, ils sont principalement des organismes parasites. Le nombre d'œufs d'helminthes peut être estimé entre 10 et 103 germes par litre. Les œufs et les larves des helminthes sont résistants dans l'environnement, et leur présence représente un risque à prendre en considération lors du traitement et de la réutilisation des eaux usées. Le tableau I.3 récapitule les principaux protozoaires et helminthes que l'on peut retrouver dans les eaux usées, avec les pathologies associées, éventuellement le nombre moyen de parasites par litre d'eau usée, ainsi que la voie de contamination principale du pathogène [5].

I.3.2.2. Composition physicochimique des eaux usées

I.3.2.2.1. Les matières en suspension (MES) :

Les matières en suspension (MES) présentes dans les eaux usées sont principalement de nature biodégradable. Une grande partie des micro-organismes pathogènes contenus dans les eaux usées est associée à ces MES (FAO, 2003). Les particules en suspension peuvent être éliminées par décantation, ce qui constitue une étape simple et efficace pour réduire la charge organique et la teneur en germes pathogènes des eaux usées. Toutefois, pour faire face aux risques sanitaires, un traitement plus approfondi est généralement requis [6].

I.3.2.2.2. Les micropolluants organiques et non organiques : une pollution multiple et complexe :

Les micropolluants sont des éléments présents en quantités infimes dans les eaux usées. Dans le cas de la réutilisation des eaux usées épurées, l'ingestion est la principale voie de contamination, rendant la contamination indirecte généralement préoccupante. Certains micropolluants, tels que les métaux lourds ou les pesticides, peuvent s'accumuler dans les tissus des êtres vivants, y compris dans les plantes cultivées. Par conséquent, une contamination de la chaîne alimentaire et une concentration de ces polluants dans les organismes peuvent se produire. L'inquiétude grandissante du public à leur sujet, ainsi que le manque de connaissances sur leurs effets à long terme, soulignent l'importance d'analyser avec précaution la nature et la présence de ces micropolluants dans les eaux usées [3].

I.3.2.2.3. Les éléments traces :

I.3.2.2.3.1. Les métaux lourds :

Dans les eaux usées urbaines, les métaux lourds sont présents en nombre considérable. Les plus abondants, tels que le fer, le zinc, le cuivre et le plomb, se trouvent généralement à des concentrations de l'ordre de quelques $\mu\text{g/l}$, tandis que les autres métaux (manganèse, aluminium, chrome, arsenic, sélénium, mercure, cadmium, molybdène, nickel, etc.) sont présents à l'état de traces. Leur origine est diverse, provenant des produits consommés par la population, de la corrosion des matériaux des réseaux d'eau et d'assainissement, des eaux pluviales (dans le cas des réseaux unitaires), des activités de service (santé, automobile) et éventuellement des rejets industriels [7].

I.3.2.2.3.2. Les micropolluants organiques :

Les micropolluants organiques sont extrêmement nombreux et variés dans les eaux usées. Ils proviennent de l'utilisation domestique de détergents, pesticides, solvants, ainsi que des eaux de ruissellement provenant des terres agricoles et des routes. Ils peuvent également provenir des rejets industriels déversés dans les égouts ou des traitements de désinfection des effluents par le chlore. La concentration totale moyenne de micropolluants organiques dans les eaux usées est généralement de 1 à 10 $\mu\text{g/l}$ [5].

I.3.2.2.4. Les substances nutritives :

Les eaux usées contiennent une grande quantité de nutriments, qui jouent un rôle essentiel pour la valorisation de ces eaux en agriculture et en gestion des paysages. Les nutriments les plus fréquemment présents dans les eaux usées sont l'azote, le phosphore, et parfois le potassium, le zinc, le bore et le soufre. Ces éléments se trouvent en quantités appréciables mais en proportions très variables, que ce soit dans les eaux usées épurées ou brutes [8].

D'une manière générale, une lame d'eau résiduaire traitée de 100 mm peut apporter à l'hectare de terre agricole environ :

- de 16 à 62 kg d'azote,
- de 2 à 69 kg de potassium,
- de 4 à 24 kg de phosphore,
- de 18 à 208 kg de calcium,
- de 9 à 100 kg de magnésium,
- de 27 à 182 kg de sodium [5].

A. Le potassium :

Le potassium est présent dans les effluents secondaires à une concentration de 10 à 30 mg/l, ce qui peut couvrir une partie des besoins des plantes [5].

B. Les phosphates :

Les phosphates sont présents dans les effluents secondaires à une concentration de 6 à 15 mg/l. Cette quantité est généralement trop faible pour modifier le rendement, et en cas d'excès, les phosphates se fixent dans le sol. Ils peuvent alors être entraînés par l'érosion et contribuer au phénomène d'eutrophisation [5].

C. Les nitrates :

Les nitrates, qui fournissent de l'azote aux plantes, sont les plus problématiques. En effet, en cas d'apport excessif, ils peuvent avoir plusieurs impacts négatifs :

- sur les cultures : retard de maturation, altération de la qualité, etc.,
- sur le milieu naturel : les nitrates sont les principaux responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques,
- sur la santé humaine : les nitrates peuvent se transformer en nitrites et nitrosamines, responsables de phénomènes potentiellement pathologiques tels que la méthémoglobinémie et un risque de cancer. Les nourrissons de moins de 6 mois sont particulièrement vulnérables [3].

I.3.2.2.5. Salinité :

La salinité d'une eau correspond à sa concentration en sels dissous dans l'ensemble. Elle est exprimée soit par la valeur de la conductivité électrique (CE) soit par le résidu sec (RS). La CE de l'eau peut être estimée à partir de la concentration en RS exprimée en g/l en utilisant les relations approximatives suivantes :

- $RS \text{ (g/l)} = 0,64 \times CE \text{ (dS/m)}$ lorsque $CE < 5 \text{ dS/m}$.
- $RS \text{ (g/l)} = 0,80 \times CE \text{ (dS/m)}$ lorsque $CE > 5 \text{ dS/m}$.

Conclusion :

Lorsqu'on envisage la réutilisation de l'eau de qualité médiocre issue des eaux usées, il est primordial de prendre en considération divers risques environnementaux et sanitaires. Les systèmes d'irrigation et les canalisations peuvent se boucher en raison des impuretés présentes dans l'eau, tandis que les contaminants peuvent avoir des effets néfastes sur la santé humaine et l'écosystème. La charge excrétée, c'est-à-dire la quantité de polluants rejetés dans l'environnement, dépend de la population source, notamment du taux d'individus infectés et du niveau général d'assainissement. Afin de réduire ces risques, un traitement adéquat des eaux usées est indispensable, ce qui en fait une nécessité pour les initiatives de réutilisation de l'eau.

Chapitre II: Différents procédés de l'épuration des eaux usées

II.1. Introduction :

Le traitement des eaux usées urbaines municipales occupe une place prépondérante dans les activités mondiales de traitement de l'eau, représentant environ la moitié de celles-ci. En raison des changements démographiques, du développement économique et de l'urbanisation croissante, les volumes d'eaux usées continuent de croître de manière significative.

Face à des exigences réglementaires de plus en plus strictes en matière de protection de l'environnement et de qualité de vie, l'assainissement est devenu un enjeu environnemental majeur pour les collectivités. Le traitement des eaux usées, de plus en plus polluées, constitue un défi technique et économique, avec pour objectif commun la préservation de la biodiversité et de la ressource en eau, tout en assurant le bien-être des populations riveraines.

Pour répondre aux besoins croissants des collectivités locales, nous concevons des systèmes de traitement adaptés, en fonction de la qualité des eaux usées à traiter et de la sensibilité du milieu naturel récepteur [9].

II.2. Epuration des eaux résiduaires :

II.2.1. Définition du l'épuration :

Le traitement des eaux usées vise à réduire la charge polluante qu'elles contiennent, afin de restituer une eau de qualité au milieu aquatique, respectant ainsi l'équilibre naturel et permettant son utilisation future. Les stations d'épuration jouent un rôle essentiel dans le processus de traitement des eaux usées, en mettant en œuvre différentes étapes que nous décrirons ci-dessous : le prétraitement, suivi du traitement physico-chimique, du traitement biologique, et enfin du traitement d'affinage [10].

II.2.2. Le rôle des stations d'épuration :

Le rôle principal des stations d'épuration est d'éliminer la majorité des substances contenues dans les eaux industrielles et domestiques. Les procédés utilisés peuvent être de nature physico-chimique ou biologique [12].

En général, une station d'épuration respecte les étapes suivantes :

II.2.2.1 Prétraitement :

Le prétraitement vise à séparer les éléments les plus grossiers et les matières susceptibles de perturber les étapes de traitement ultérieures. Il comprend quatre principales opérations : le dégrillage, la rétention des déchets

Chapitre II: Différents procédés de l'épuration des eaux usées

volumineux, le dessablage pour faciliter la décantation, le dégraissage et le déshuilage pour éliminer les matières grasses qui pourraient colmater la station [12].

II.2.2.1.1. Le dégrillage :

À l'entrée de la station d'épuration, les eaux usées sont soumises au dégrillage pour retenir les éléments volumineux tels que les flotteurs. Un treillis retient ces matériaux, et cette opération est généralement réalisée avant la station de relevage pour protéger les pompes ou les vis d'Archimède. Le dégrillage peut être divisé en trois sous-catégories : le pré criblage (de 30 à 100 mm), le criblage moyen (de 10 à 30 mm) et le criblage fin (espacement des barreaux inférieur à 10 mm). Les grilles peuvent être verticales, mais sont généralement inclinées de 60° à 80° par rapport à l'horizontale [11].

II.2.2.1.2. Dessablage :

Après le dégrillage, il reste des particules de dureté et de taille relativement importantes, supérieures à 0,2 mm, qui pourraient entraîner l'usure des composants de la station, notamment des pompes. Ces particules décantables sont éliminées dans un petit bassin rectangulaire ou circulaire [13].

II.2.2.1.3. Déshuilage et dégraissage :

Le déshuilage est une opération liquide-liquide, tandis que le dégraissage est une opération solide-liquide. Le déshuilage vise à éliminer toutes les matières flottantes moins denses que l'eau, comme les huiles, hydrocarbures et graisses. Ces matières peuvent être très variées [10].

Les graisses, d'origine animale ou végétale, sont présentes dans les eaux usées urbaines et certaines eaux industrielles, principalement agroalimentaires. Étant difficilement biodégradables à l'état brut, elles peuvent causer divers problèmes lors du traitement, tels que la formation de boues grasses, la diminution des transferts d'oxygène et l'apparition de bactéries filamenteuses. Les graisses peuvent également endommager les équipements, notamment les pompes, c'est pourquoi elles font l'objet d'un prétraitement. Le dégraissage consiste en une séparation liquide-solide permettant de réduire au maximum la rétention des graisses tout en minimisant le dépôt de boues. L'injection d'air au fond du bassin de séparation facilite la flottation des graisses pour les récupérer [12].

II.2.3. Les traitements physiques et chimiques :

Après les prétraitements, les effluents contiennent encore une charge polluante dissoute et des matières en suspension. Les traitements primaires utilisent des procédés physiques, tels que la décantation primaire et la décantation secondaire [13].

II.2.3.1. Procédés de décantation physique :

II.2.3.1.1. La décantation :

La décantation est utilisée dans la plupart des usines de traitement des eaux. C'est un processus de séparation des matières en suspension et des colloïdes, regroupés en floccs dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Elle assure la séparation continue des phases solide et liquide. Les particules décantées s'accumulent au fond du bassin, d'où elles sont extraites périodiquement. L'eau clarifiée en surface est dirigée vers une autre étape de traitement. La décantation joue un rôle significatif dans l'épuration des eaux usées, en particulier en ce qui concerne les MES, DCO et DBO₅ [10].

Tableau II.1: Efficacité épuratoire de la décantation.

Paramètres	MES	DCO	DBO ₅	NTK	Hydrocarbures	Pb
Réduction de la pollution (%)	80 à 90	60 à 90	75 à 90	40 à 70	35 à 90	65 à 80

Source: J.K. EUAHN et al. Colloids Surface. (1992) (www.univ-ubs.fr)

II.2.3.1.2. Procédés de décantation chimique :

Les procédés de décantation physico-chimique visent à augmenter la masse des particules en suspension en utilisant des techniques de coagulation ou de floculation-clarification. Ces méthodes sont mises en œuvre lorsque la vitesse de décantation naturelle des particules est insuffisante pour obtenir une clarification efficace [11].

La turbidité et la coloration de l'eau sont dues à la présence de particules colloïdales de petite taille qui ne peuvent pas se déposer par sédimentation. La première phase de traitement consiste donc à favoriser la croissance de ces particules afin de les amener à une taille où elles peuvent être séparées plus facilement par décantation ou filtration. Cette phase de croissance est appelée "coagulation-floculation". Les réactifs ajoutés aux eaux usées ont un pouvoir d'adsorption, ce qui signifie qu'ils neutralisent les charges électriques portées par les particules colloïdales. Ces charges électriques maintiennent normalement les particules en suspension en raison de la répulsion électrostatique. De plus, ces réactifs favorisent la formation de floccs, ou "floccs", en favorisant leur coagulation et en augmentant la taille et la densité des agrégats de particules.

Étant donné que la vitesse de sédimentation des particules est proportionnelle au carré de leur diamètre, il est avantageux de rassembler les particules plus petites pour en former de plus grandes. Ce processus de regroupement des particules est appelé "coalescence". Les réactifs utilisés peuvent être d'origine minérale (comme le sulfate d'alumine, le chlorure ferrique, la chaux) ou organique. Ils libèrent des ions positifs qui

neutralisent les charges des colloïdes et provoquent la précipitation en formant des agrégats, c'est ce qu'on appelle la floculation.

Les procédés physico-chimiques présentent l'avantage d'une mise en œuvre rapide (environ 10 heures) et d'une adaptation immédiate aux variations de débit et de charge des effluents à traiter [11].

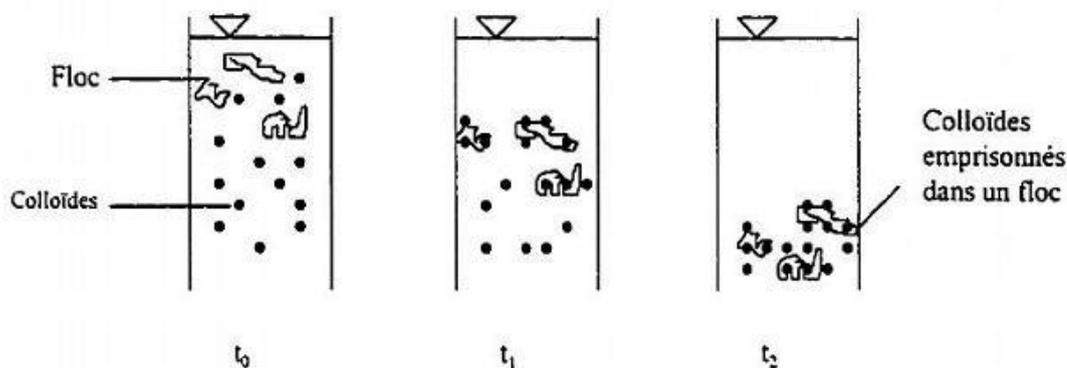


Figure II.1 : Captage des particules au sein des agrégats pendant la décantation.

Source : Dégrèvement. Mémento technique de l'eau (1998).

II.2.3.1.3. L'élimination de la Pollution Carbonée :

En général, les niveaux d'épuration requis pour le rejet des effluents dans l'environnement naturel ne sont pas atteints par un simple prétraitement ou traitement primaire. Les traitements secondaires, originellement conçus pour éliminer la pollution carbonée et les matières en suspension, visent à poursuivre l'épuration des effluents provenant du décanteur primaire ou d'une étape préliminaire. L'objectif est de transformer ces eaux préalablement décantées, en amont, par voie principalement biologique, de manière à garantir la stabilité des matières organiques et à assurer l'imputrescibilité de l'effluent. À ce stade de stabilisation finale, toutes les déchets, boues et gaz sont évacués.

Les méthodes les plus couramment employées aujourd'hui utilisent des installations biologiques, tant pour le traitement des eaux usées urbaines que pour certaines eaux résiduaires industrielles. Ces méthodes sont généralement classées en deux catégories :

- Procédés biologiques naturels ;
- Procédés biologiques artificiels.

En dehors de ces approches de traitement biologique, il est également possible de recourir à des méthodes chimiques et à des procédés physico-chimiques [12].

II.2.4. Traitements Biologiques :

Les traitements biologiques visent à reproduire, de manière artificielle ou naturelle, les mécanismes d'autoépuration existants dans la nature. Ils regroupent tous les processus par lesquels un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une contamination. L'idée est d'encourager la prolifération de micro-organismes aux dépens des matières organiques apportées par l'effluent, en présence ou en l'absence d'oxygène [10].

Il s'agit essentiellement d'une transformation d'une forme non assimilable (matières colloïdales et dissoutes) en une forme gérable (suspension de micro-organismes). La décomposition résultante entraîne une augmentation de la masse épuratrice et la libération de déchets dans l'eau.

Mat. Organique + micro-organisme + O₂ + N + P → micro-organisme + CO₂ + H₂O + résidu soluble non biodégradable.

Selon que l'oxydation a lieu grâce à l'oxygène dissous dans l'eau (processus aérobie) ou en l'absence d'oxygène (processus anaérobie), les déchets produits diffèrent : CO₂, H₂O, NH₃ ou NO₃ en aérobie, CO₂, CH₄ et acides gras en anaérobie. Ce processus de décomposition (aérobie ou anaérobie) des substances organiques est dirigé par des enzymes catalytiques organiques sécrétés par les organismes. On distingue les enzymes extracellulaires qui décomposent les structures moléculaires trop complexes pour pénétrer dans la cellule, et les enzymes intracellulaires qui sont responsables de l'assimilation et donc de la prolifération cellulaire. Les traitements biologiques sont particulièrement adaptés pour éliminer la pollution carbonée, ainsi que les pollutions azotées et phosphorées. Dans le cadre des traitements biologiques, on distingue des approches extensives et intensives [10].

II.2.4.1. Procédés Biologiques Extensifs :

Les méthodes biologiques extensives réalisent l'épuration dans le sol, où l'énergie solaire favorise la dégradation des matières organiques polluantes (biomasse aquatique). Elles peuvent être complémentaires aux effluents provenant d'un traitement biologique artificiel pour éliminer des substances indésirables telles que l'azote et le phosphore. Ces méthodes comprennent l'épandage au sol, les bassins de lagunage et la filtration à travers le sol [12].

Une lagune aérée suit le même principe que la lagune naturelle, mais avec une augmentation de l'apport en oxygène par des aérateurs mécaniques. On distingue deux types de lagunes aérées :

- Les lagunes aérobies, où une concentration en oxygène dissous est maintenue dans tout le bassin.
- Les lagunes facultatives, où l'oxygène est maintenu principalement dans la partie supérieure du bassin, créant une zone anaérobie au fond du bassin [10].

Chapitre II: Différents procédés de l'épuration des eaux usées

Bien que ce mode d'épuration puisse éliminer entre 80 % et 90 % de la DBO, 20 % à 30 % de l'azote et contribuer à une réduction significative des germes, il nécessite des surfaces importantes et ne fournit pas de performances constantes tout au long de l'année [10].

II.2.4.2 Procédés Biologiques Intensifs :

Les procédés biologiques artificiels incluent des dispositifs qui concentrent les phénomènes de transformation et de dégradation des matières organiques sur de petites surfaces, simulant les processus naturels.

Trois principaux types de procédés sont utilisés : les lits bactériens, les boues activées et la bio-filtration ou filtration biologique accélérée [12].

II.2.4.2.1. Lits Bactériens :

Le fonctionnement d'un lit bactérien repose sur le ruissellement d'effluents préalablement décantés sur un support poreux ou caverneux, servant de substrat aux micro-organismes épurateurs (bactéries).

L'aération peut être naturelle ou forcée par ventilation, assurant l'apport en oxygène nécessaire au bon fonctionnement des bactéries aérobies. Les matières polluantes contenues dans l'eau ainsi que l'oxygène de l'air se diffusent, à contre-courant, à travers le biofilm jusqu'aux micro-organismes épurateurs. Ce biofilm comporte des bactéries aérobies en surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le dioxyde de carbone générés par le processus d'épuration sont évacués dans les phases liquides et gazeuses. Le rendement maximal de cette technique atteint 80 % d'élimination de la DBO5 [10].

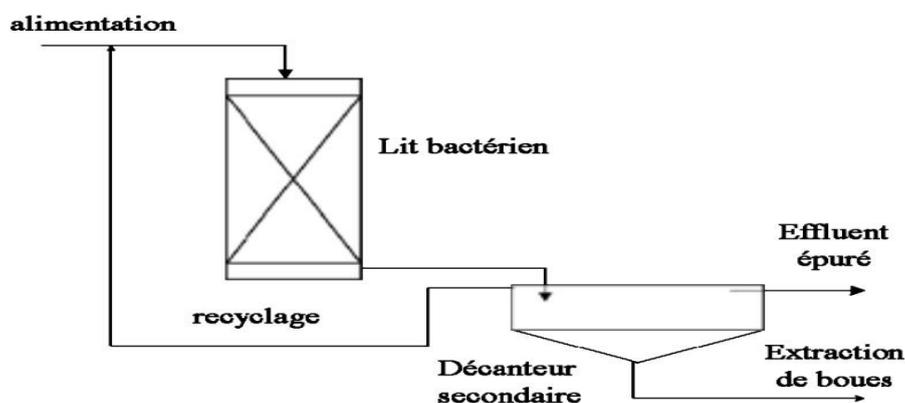


Figure II.2 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.

Source : département de CHARENTE (www.cg16.fr)

II.2.4.2.2. Procédé des Disques Biologiques :

Le procédé des disques biologiques repose sur l'utilisation de cultures fixées et implique des disques biologiques en rotation où les micro-organismes se développent pour former un film biologique épurateur à la

Chapitre II: Différents procédés de l'épuration des eaux usées

surface des disques. Ces disques, partiellement immergés, sont en rotation pour assurer l'oxygénation de la biomasse fixée [10].

Il est crucial de garantir les éléments suivants dans ce type d'installation :

- La fiabilité mécanique de la structure (démarrage progressif du mécanisme, fixation solide du support sur l'axe),
- Le dimensionnement de la superficie des disques (avec des marges de sécurité substantielles) [14].

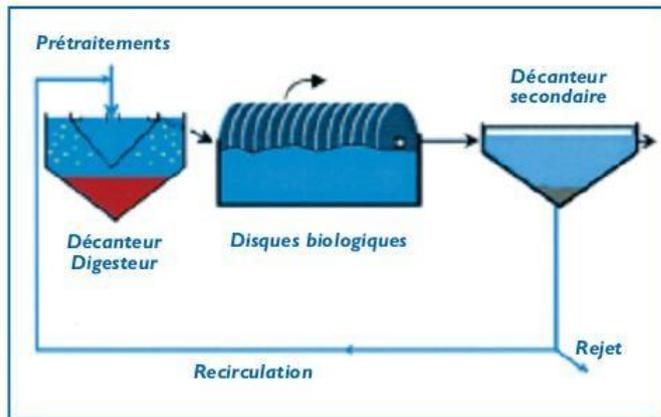


Figure II.3: Synoptique d'une station d'épuration
principe Comportant un disque biologique
biologique

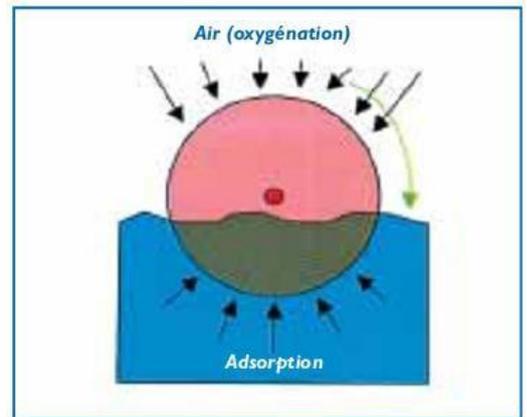


Figure II.4 : Schéma de
d'un disque
disque

Source : d'après site internet de Cartel (<http://www.carteleau.org> -rubrique guide des services)

II.2.4.2.3. Traitement par Boues Activées :

Les boues activées sont un composant essentiel des systèmes de traitement des eaux usées. Ce sont des boues microbiennes riches en micro-organismes aérobies (qui ont besoin d'oxygène pour survivre) utilisées pour décomposer et éliminer la matière organique, les nutriments et d'autres polluants présents dans les eaux usées

II.2.4.2.3.1. Principe :

Découvert en 1914 à Manchester, le procédé des boues activées consiste à mélanger et agiter des eaux usées brutes avec des boues activées. Son objectif est d'éliminer les matières organiques biodégradables (solides, colloïdales ou dissoutes) présentes dans les eaux usées grâce à l'action de micro-organismes, principalement des bactéries, en présence d'oxygène dissous. De plus, il peut convertir l'azote ammoniacal et organique en nitrates par le biais du processus de nitrification [15].

Concrètement, le procédé consiste à introduire l'eau à épurer (préalablement prétraitée voire décantée) dans un bassin aéré et agité, appelé bassin d'aération. Au sein d'un flux continu d'eaux usées, les bactéries aérobies sont soumises à une oxygénation intense résultant de l'introduction d'air régulièrement réparti dans l'effluent. Ces

Chapitre II: Différents procédés de l'épuration des eaux usées

bactéries absorbent la matière organique et forment d'importants agrégats appelés floccs biologiques, qui décantent. Ces floccs à leur tour forment des masses flocculeuses désignées sous le nom de "boues activées". Le mélange d'eau usée et de floccs biologiques constitue une solution mixte.

Après une période de contact suffisante permettant l'absorption et l'assimilation des matières organiques, cette solution mixte est dirigée vers un clarificateur ou un décanteur secondaire. C'est là que se produit la séparation entre l'eau épurée et les boues. Les boues décantées sont partiellement renvoyées vers le bassin d'aération (recirculation des boues) afin de maintenir un équilibre constant entre la charge polluante à traiter et la population de bactéries épuratrices. Les boues excédentaires sont évacuées du système pour subir un traitement spécifique (extraction des boues). Un système de traitement par boues activées comprend les étapes suivantes :

- Prétraitements, éventuellement primaires ;
- Bassin d'activation (ou bassin d'aération) ;
- Décanteur secondaire avec recirculation partielle des boues ;
- Évacuation des eaux traitées ;
- Digesteurs pour les boues excédentaires provenant des décanteurs [15].

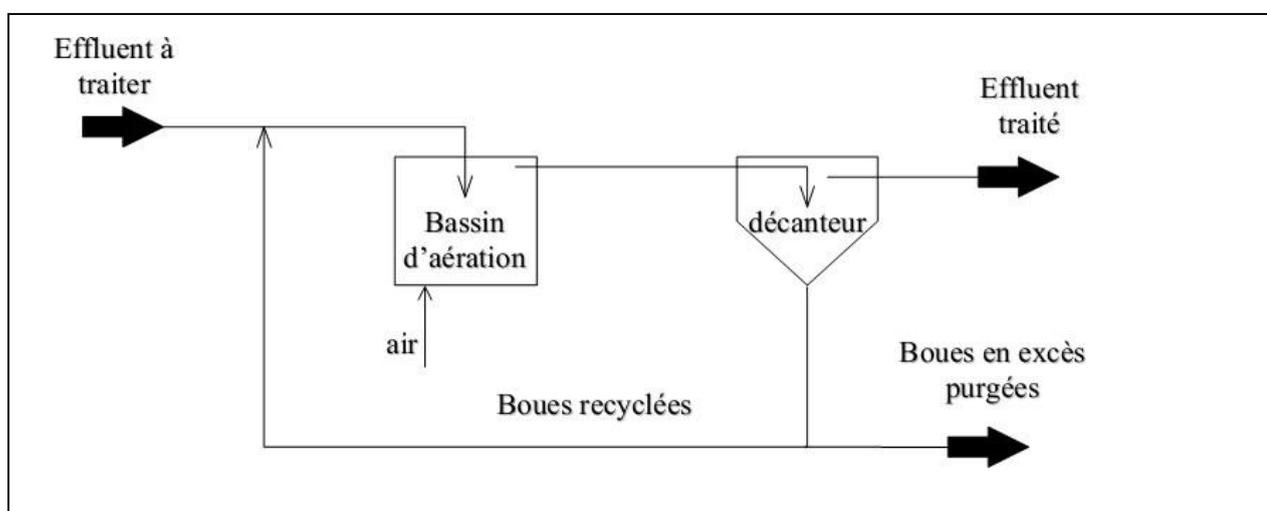


Figure II.4 : fondamentale du processus de traitement par boues activées.

Source : www.techno-science.net.

II.2.5. Avantages et inconvénients des différentes filières intensives

Tableau II.2: Avantages et inconvénients des filières intensives

Filière	Avantages	Inconvénients
Lit bactérien et disque biologique	<ul style="list-style-type: none"> *Faible consommation d'énergie ; *fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées ; *bonne décantabilité des boues ; *plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées ; * généralement adaptés pour les petites collectivités ; * résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Celle-ci est en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ; *coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ; *nécessité de prétraitements efficaces ; *sensibilité au colmatage ; *ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.
Boue activée	<ul style="list-style-type: none"> *adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ; *bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ; *adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ; *boues (cf. glossaire) légèrement stabilisées ; *facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> *coûts d'investissement assez importants ; *consommation énergétique importante ; *nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; *sensibilité aux surcharges hydrauliques ; *décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser ; *forte production de boues qu'il faut concentrer.

Source : d'après le site internet de Cartel (<http://www.carteleau.org>)

II.2.6. Les traitements complémentaires :

Les traitements complémentaires ajoutent une étape supplémentaire à la purification des eaux usées, visant à les rendre adaptées à leur utilisation prévue. Dans certaines situations, lorsque les environnements récepteurs sont sensibles ou lorsque l'eau doit être rendue potable, des processus de purification plus avancés peuvent être nécessaires [15].

II.2.6.1. Elimination de l'Azote et du Phosphore :

L'apport en nutriments, particulièrement en azote et en phosphore, contribue directement à l'eutrophisation des plans d'eau. Cette surcroissance de phytoplancton et de plantes aquatiques peut conduire à l'appauvrissement en oxygène lors de leur décomposition, nuisant ainsi aux autres formes de vie aquatique. Afin de préserver les écosystèmes aquatiques et de maintenir leur équilibre biologique, il est essentiel de réduire la présence de ces éléments dans les stations d'épuration [15].

La réduction de l'azote repose sur le processus de nitrification, convertissant le NH_4^+ en NO_3^- . Cependant, en fonction des normes de rejet souhaitées pour l'effluent, ainsi que de la présence de phosphore, il peut être nécessaire d'effectuer une dénitrification, transformant les NO_3^- en composés gazeux [16].

a) -Nitrification biologique :

Les bactéries autotrophes aérobies strictes, telles que *Nitrosomonas* et *Nitrobacter*, jouent un rôle central dans la nitrification. Elles tirent leur énergie de l'oxydation du carbone contenu dans le dioxyde de carbone, nécessitant de l'oxygène pour leur respiration. Plusieurs facteurs influent sur la nitrification, notamment :

- **Charge massique** : Les bactéries autotrophes se développent plus lentement que les bactéries hétérotrophes. Ainsi, pour favoriser une nitrification significative, il faut encourager la croissance de la biomasse nitrifiante. Cela implique une faible charge massique ou un âge de boues élevé (généralement supérieur à 18 jours).
- **Concentration en oxygène dissous** : Un taux élevé d'oxygène dissous dans l'eau améliore l'efficacité de la nitrification, et une concentration minimale d'environ 2 mg O_2/l est généralement recommandée.
- **Température** : Le développement optimal des bactéries nitrifiantes se situe autour de 30 °C, et une température plus basse prolonge le temps requis pour atteindre un taux de nitrification donné.
- **pH** : La nitrification est fortement inhibée en dehors de la plage de pH de 6,0 à 9,6. Un pH optimal dans cette plage est essentiel pour assurer une nitrification efficace [16].
- **Phosphore** : Bien que les concentrations nécessaires puissent varier, une concentration minimale d'environ 0,5 mg/l est généralement souhaitable [16].

b)-Dénitrification biologique :

Il existe trois modes de réduction des nitrates, et celui qui nous intéresse particulièrement est la réduction dissimilaire véritable, souvent appelée "respiration des nitrates". Dans ce processus, les bactéries dénitrifiantes, principalement les *Pseudomonas* (hétérotrophes aérobies facultatives), jouent un rôle essentiel. Plusieurs facteurs influencent la dénitrification, notamment :

- **Substrat** : Une concentration adéquate en carbone est essentielle pour une dénitrification complète. La qualité de la source de carbone est également critique.
- **Concentration en oxygène dissous** : L'oxygène inhibe généralement la synthèse des enzymes nécessaires à la dénitrification. Une absence totale d'oxygène est nécessaire pour la dénitrification.
- **Température** : L'optimum se situe entre 25 et 30 °C, bien que le processus puisse se produire dans une plage plus large (5 à 50 °C).
- **pH** : L'efficacité de la dénitrification diminue considérablement en dehors de la plage de pH de 6,0 à 8,0, avec un optimum autour de 7,0 à 7,5 [16].

II.2.6.2. Désinfection :

L'objectif principal de la désinfection est d'améliorer la qualité bactériologique de l'effluent, en particulier pour protéger les zones sensibles telles que les zones de baignade et les zones conchylicoles. Auparavant réalisée principalement par chloration (avec des doses d'environ 2 à 10 mg/l), la désinfection a évolué vers l'utilisation de composés moins nocifs tels que le dioxyde de chlore ou le brome. L'utilisation de l'ozone gagne également en popularité en raison de son efficacité et de son impact environnemental réduit, notamment aux États-Unis. En Algérie, l'eau de Javel est souvent utilisée comme agent désinfectant, nécessitant un niveau minimal d'environ 0,1 mg/l et un temps de contact d'environ 20 minutes [15].

II.3. Conclusion :

Lorsqu'ils sont correctement mis en œuvre, la combinaison des divers traitements précédemment exposés offre la possibilité de réduire de manière significative la présence de micro-organismes pathogènes.

En ce qui concerne les micropolluants dans les effluents traités, leur niveau de contamination, bien que peu étudié, semble être généralement faible. En effet, la plupart de ces éléments traces ont une solubilité limitée, et les procédés de traitement des eaux usées, tels que la décantation, se montrent efficaces pour les éliminer. Ainsi, leur présence est davantage détectée dans les boues que dans les eaux traitées.

En ce qui concerne les micro-organismes, il est possible de conclure que les défis futurs résident dans l'amélioration de l'efficacité des procédés existants, la prise en compte des pathogènes nouveaux ou émergents, ainsi que l'intégration des nouvelles technologies dans les processus de traitement.

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude.

III.1.Introduction:

Ce chapitre se focalise sur l'exposition de la zone d'étude. Il englobe les particularités géomorphologiques et hydromorphométriques (tant naturelles que d'origine anthropique) du contexte investigué, en plus de regrouper toutes les données actuellement accessibles.

III.2 Description et Situation Géographique :

La wilaya de Tipasa est située au niveau de la région nord-centre, une zone fortement urbanisée et influente. Dotée d'importants atouts économiques, touristiques et naturels, elle occupe une position prépondérante au sein du territoire national.

Géographiquement, elle est délimitée par :

- La mer Méditerranée au nord,
- La wilaya de Blida au sud-est,
- La wilaya d'Alger à l'est,
- La wilaya de Chlef à l'ouest,
- La wilaya d'Ain Defla au sud-ouest.

Le territoire de la wilaya de Tipasa s'étend sur une superficie de 1 707 km², représentant 0,072 % du territoire national. Cette surface se répartit comme suit :

- Montagnes : 336 km²,
- Collines et piémonts : 577 km²,
- Plaines : 611 km²,
- Autres : 183 km².

La wilaya est comptée de 28 communes et 10 daïras.

III.2.1 Situation Administrative :

La commune étudiée une étendue de 69 km², représentant 4,05 % de la superficie totale. Elle sert de chef-lieu à la wilaya du même nom, située à 70 km à l'ouest d'Alger. Ses limites géographiques sont définies par la mer Méditerranée au nord, les communes de Nador à l'ouest, la commune d'Ain Tagourait à l'est, et les communes de Hadjout et Sidi Rached au sud.

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude.

La ville de Tipasa est érigée au pied du Chenoua, une montagne qui s'élève à 880 mètres d'altitude. Elle se trouve en périphérie nord-ouest de la plaine de la Mitidja, sur le versant nord de la crête côtière formant le Sahel. Ses frontières sont délimitées d'ouest en est par les méridiens 2,43°E et 2,48°E, et du sud au nord par les parallèles 36,58°N et 36,60°N. L'altitude moyenne de la zone étudiée est de 112 mètres.

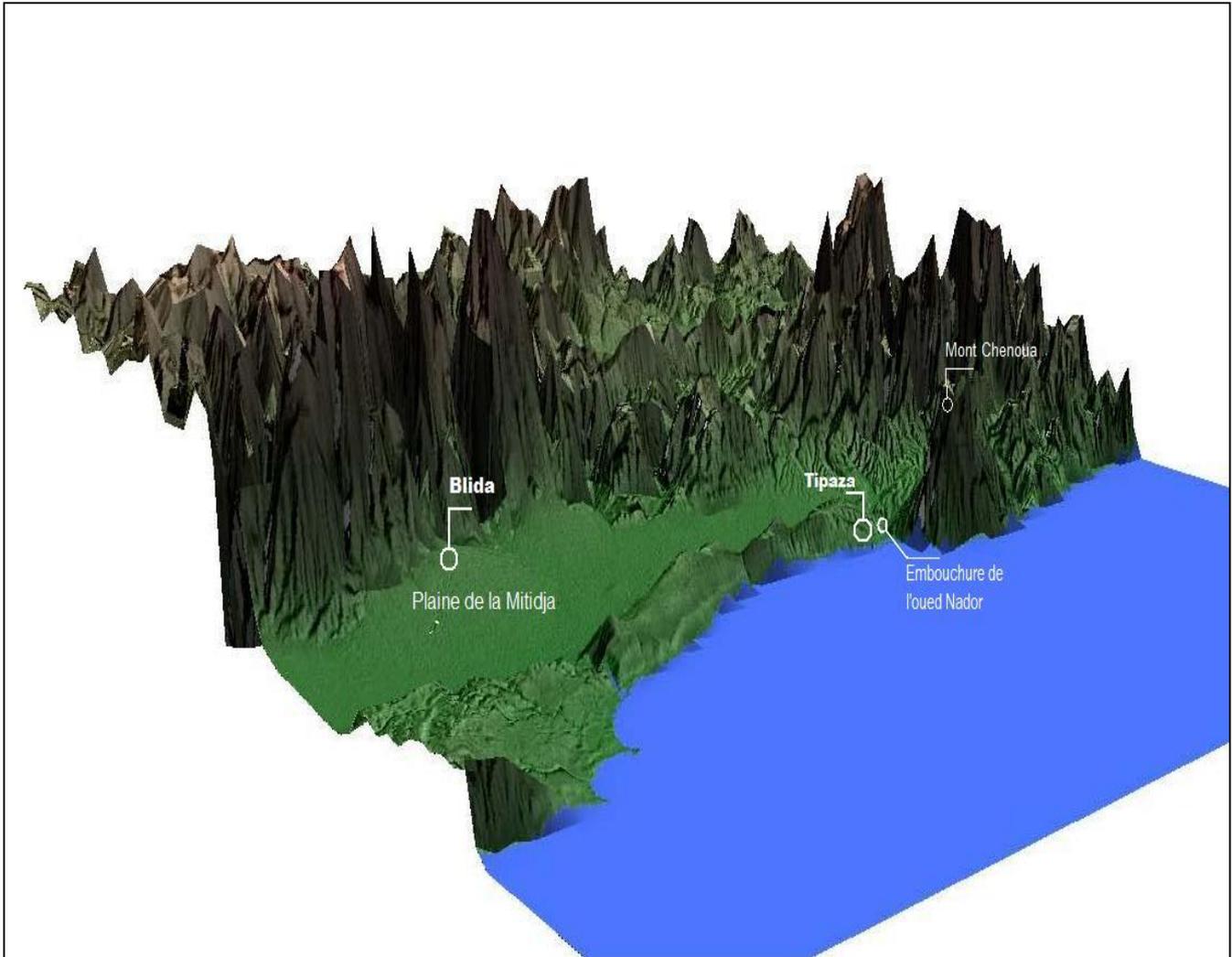


Figure III.1 : Représentation en trois dimensions de la localisation géographique de la zone d'étude.

III.2.2. Localisation de site de l'Implantation de la Station :

Le site concerné par cette étude est situé à la sortie de Tipasa, en périphérie nord-ouest de la ville, à proximité d'Oued Nador, le long de la route de Wilaya (CW169) reliant Tipaza à Cherchell. Sa superficie totale est de 40819 m².

Cette installation est classifiée en tant qu'établissement environnemental et a pour principale fonction :

- Traiter les eaux usées sanitaires de la ville de Tipaza pour préserver le littoral, une préoccupation majeure de la ville.

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude.

- Sa capacité est équivalente à celle de 70000 habitants, avec un volume quotidien estimé à 11200 m³/jour.

Le rejet de la station d'épuration s'effectue dans l'oued El Nador à travers l'utilisation d'un canal venturi.



Figure III.2 : Emplacement du Site d'Implantation de la Station (Vue Aérienne).

III.3 Milieu Physique :

III.3.1 Topographie :

La carte topographique met en évidence une nette distinction entre les valeurs de pente du flanc sud des collines, qui dépassent largement 20 %, et celles de la plaine où elles atteignent à peine 1 % :

- Pentes de 0 à 5 % : Cette zone de faible pente couvre l'intégralité de la plaine et engendre une superficie relativement réduite par rapport au périmètre communal. Elle englobe la vallée d'Oued Nador au sud-est ainsi qu'une étroite bande le long du littoral.
- Pentes de 5 à 15 % : Ces pentes sont directement liées aux zones avoisinantes des premiers contreforts du bourrelet Sahélien et se trouvent localement le long de la ligne de crête.
- Pentes de 15 à 20 % : Revêtant une grande importance en termes de surface, elles marquent la transition entre les pentes supérieures à 20 % et celles de 10 à 15 %, occupant les contreforts du Sahel.

- Pentes supérieures à 20 % : Elles couvrent le flanc supérieur des collines vers le nord-est du site et englobent le massif du Chenoua, ainsi qu'une bande longue au nord-est du site.

III.3.2 Géologie :

Il est pertinent de connaître la composition du sol dans la zone d'étude, ce qui permet de comprendre le tracé du cours d'eau, les déplacements ou déformations du lit, et d'évaluer la capacité de saturation des sols, un aspect crucial pour l'évaluation du ruissellement. Dans les éléments suivants, les pourcentages attribués aux différents terrains correspondent à la surface d'exposition des formations sédimentaires par rapport à la superficie totale de la zone étudiée.

Le substrat géologique de la zone étudiée se compose de roches sédimentaires (voir Figure.III.3) d'âge relativement récent. La plus ancienne formation remonte à la période dévonienne, présentant une stratification discordante. Elle affleure en très faible proportion (< 0,1 % de la surface totale), se présentant sous forme de schistes noirs, de micro-brèches à tentaculites, et de grès lydiens à plantes.

Le Pliocène supérieur constitue plus de 56 % de la surface de la zone étudiée, se manifestant sous forme d'une variété argileuse ou sableuse (20,9 %), de calcaire et de grès calcaires avec ou sans galets (35,5 %). Les formations pliocènes sont principalement exposées en bordure des cours d'eau et disparaissent sous les alluvions et les dépôts torrentiels (provenant de l'époque actuelle) à mesure que l'on se rapproche de leurs lits.

Ces alluvions et dépôts torrentiels (10 %), ainsi que les sables argileux (28,9 %) exposés dans les zones les plus élevées de la zone étudiée, constituent principalement les formations de l'époque actuelle.

Le littoral et les zones adjacentes sont caractérisés par les dunes actuelles (0,8 %), ainsi que par littoral et les zones adjacentes sont caractérisés par les dunes actuelles (0,8 %), ainsi que par

des dunes consolidées (3,3 %) et fossilisées (0,6 %) datant du Pléistocène.

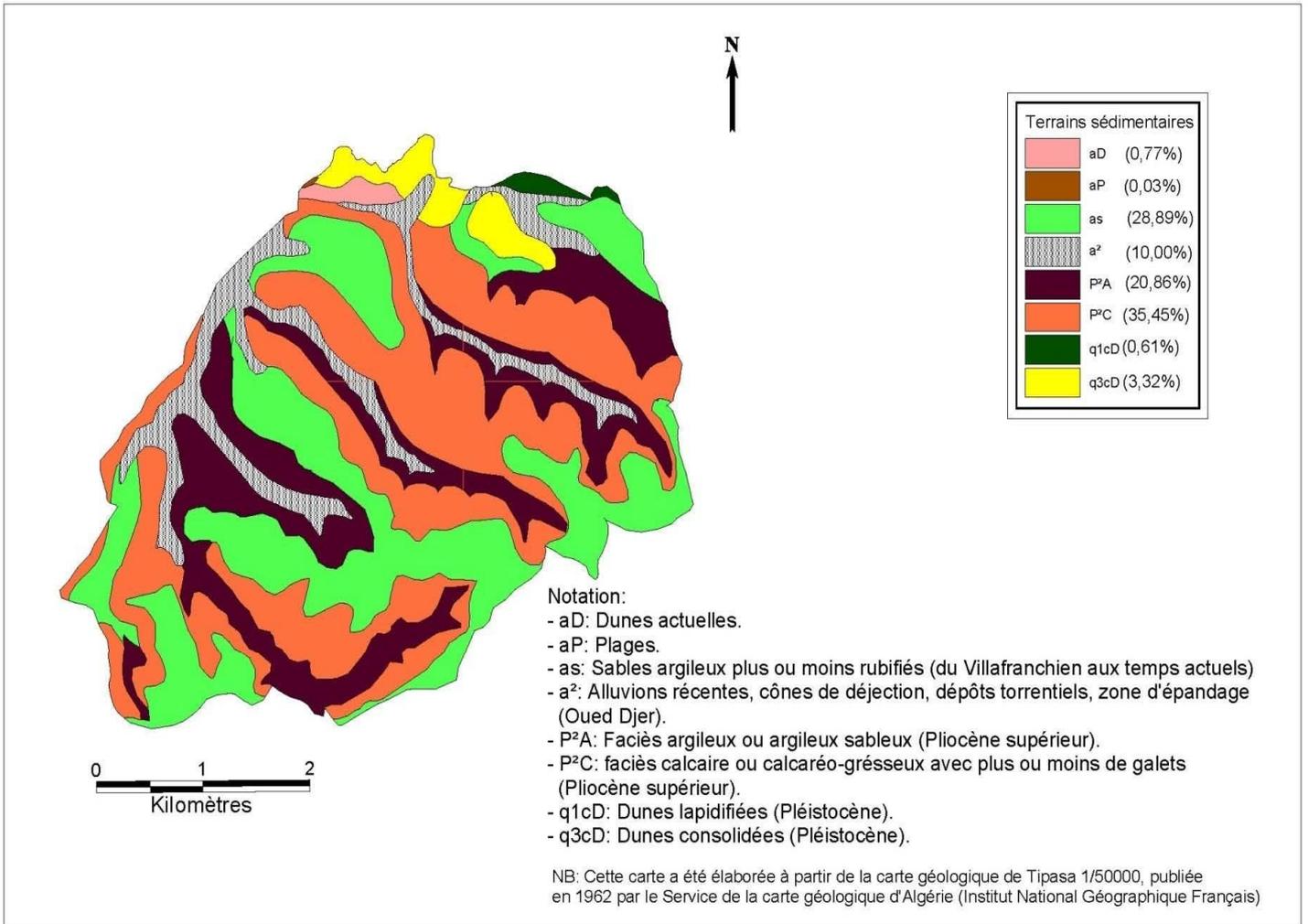


Figure III.3 : Carte géologique du milieu étudié.

III.3.3 Aspect Morpho-Tectonique du Site :

La plaine de Tipaza est inscrite dans une vaste cuvette qui continue de glisser et de s'enfoncer sous le massif de Chenoua, le soulevant depuis plus de 200 000 ans. Ces mouvements morpho-tectoniques rendent le substrat de Tipaza instable, donnant ainsi lieu à la formation de zones de ruptures par flexion dans la roche et entraînant la création de zones d'effondrement en bloc des promontoires côtiers. La disposition en succession des criques et des promontoires découle donc directement de ces mouvements.

De manière naturelle, la commune de Tipaza est divisée en trois ensembles géomorphologiques distincts :

- Le massif de Chenoua à l'ouest.
- Les contreforts du Sahel à l'est.
- La vallée d'Oued Nador.

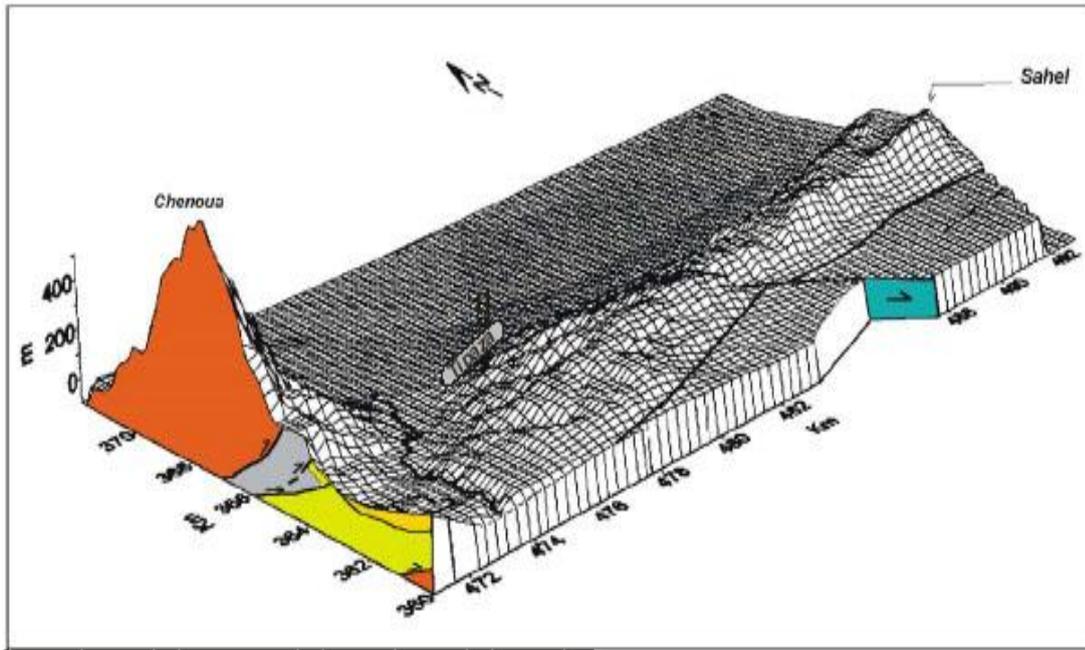


Figure III.4 : Morphologie du Sahel (Vue en 3 D).

III.4 Environnement Climatique et Pluviométrique :

La climatologie et les études hydrologiques-hydrauliques sont étroitement liées et nécessitent l'intégration de paramètres tels que la température, le vent, l'humidité, etc., dans les simulations des phénomènes complexes tels que l'infiltration, la saturation, le ruissellement, ainsi que dans l'évaluation du stock hydrique du sol, du pouvoir humidifiant et de l'évapotranspiration potentielle.

Idéalement, disposer de tous ces paramètres serait essentiel pour mener des études approfondies sur la génération et le transfert du ruissellement des eaux jusqu'à l'exutoire. Cependant, dans la pratique et dans le contexte algérien, il est rare que tous ces paramètres soient mesurés. Les sections suivantes donnent un aperçu des quelques paramètres (mesurés) représentatifs de la climatologie de la zone étudiée.

La région étudiée bénéficie d'un climat méditerranéen avec des étés chauds et arides, tandis que le reste de l'année est caractérisé par des précipitations plus abondantes et des températures plus modérées. [17].

III.4.1 Température :

La température joue un rôle crucial dans le fonctionnement optimal d'une station d'épuration à traitement biologique. En effet, pour que l'activité bactériologique soit à son meilleur niveau, des conditions de température optimales sont nécessaires.

Tableau III -1 : Température moyenne maximale et minimale à Tipaza sur le période de 2022.

Moyenne	janv.	févr.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.
Haute	16 °C	17 °C	19 °C	21 °C	24 °C	28 °C	31 °C	32 °C	29 °C	25 °C	20 °C	17 °C
Temp.	11 °C	12 °C	14 °C	16 °C	19 °C	23 °C	26 °C	27 °C	24 °C	20 °C	16 °C	12 °C
Basse	7 °C	7 °C	9 °C	11 °C	14 °C	18 °C	21 °C	22 °C	19 °C	16 °C	11 °C	8 °C

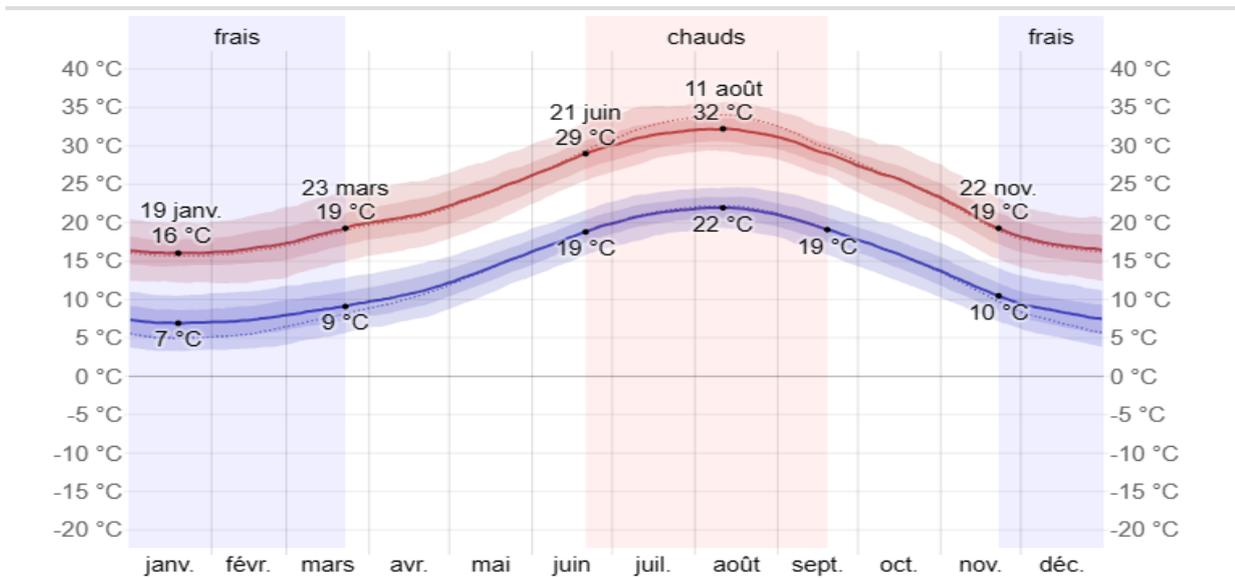


Figure III-5 : Les courbes Température moyenne maximale et minimale à Tipaza de l'année 2022.

III.4.2 .La pluviométrie :

La pluviométrie dans la région de Tipasa se caractérise par une grande variabilité, conforme au climat méditerranéen typique. En effet, la quantité minimale de précipitations est souvent moins de la moitié de la moyenne des précipitations journalières maximales, tandis que la quantité maximale peut dépasser le double de cette moyenne.

Les averses, en particulier pendant les saisons d'automne et de printemps, sont souvent d'une intensité considérable, ce qui peut entraîner des crues. Les averses automnales sont généralement chargées en sédiments et autres matières, ce qui peut provoquer le colmatage ou des dommages aux systèmes d'assainissement. En se basant sur les données de précipitations disponibles pour la région de Tipasa, fournies par l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques), une analyse sommaire des précipitations mensuelles et annuelles a été réalisée pour une période de 10 ans (2010-2019), comme présenté dans le tableau suivant :

TableauIII-2 : Moyenne des précipitations mensuelles sur la période de 2010 à 2019.

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P(mm)	104.25	114.43	99.43	62.83	54.17	18.13	1.40	2.48	22.47	41.73	85.76	80.21



FigureIII-6 : Les Précipitations moyennes mensuelles, période (2010 -2019).

Au cours de la période de 2010 à 2019, la région de Tipaza a enregistré une moyenne de précipitations d'environ 57,34 mm. La saison des pluies s'étend de novembre à mars, avec janvier et février étant les mois les plus pluvieux, affichant des moyennes de 104,95 mm et 114,43 mm respectivement. En revanche, juillet et août sont les mois les plus secs, présentant des moyennes de seulement 1,40 mm et 2,48 mm respectivement.

III.4.3.Humidite :

L'humidité relative est une mesure du taux de saturation de l'air en vapeur d'eau. Les résultats issus de la série de données climatiques sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

TableauIII-3 :Moyenne d'humidité mensuelle de l'année 2022.

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
H(%)	75	75	33	57	75	80	100	75	57	78	57	65

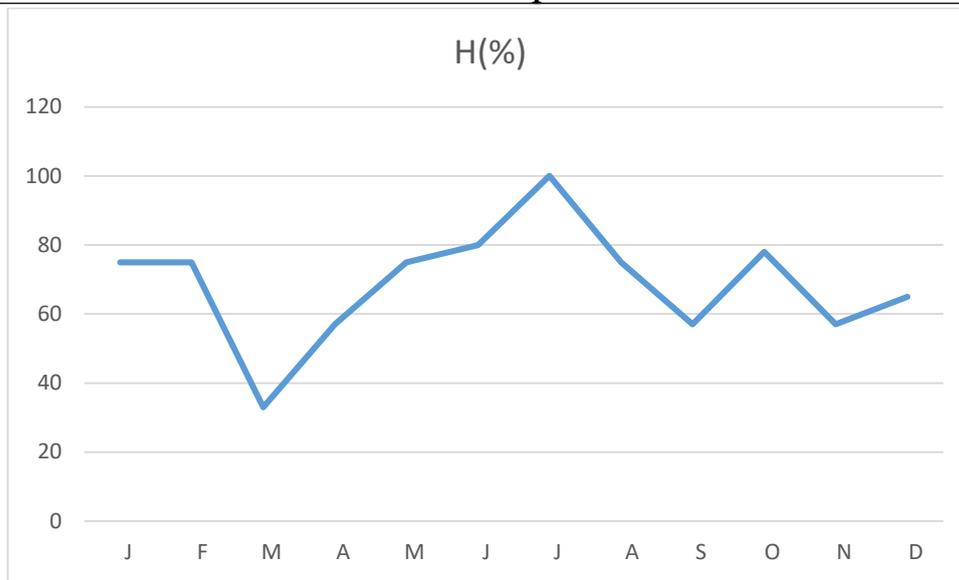


Figure III-7 : Courbe de moyenne d'humidité mensuelle de l'année 2022.

III.4.4. Le vent :

Les enregistrements de vitesse du vent présentés dans le tableau III.4 indiquent les moyennes mensuelles, cependant, ils n'incluent pas d'informations sur les directions prédominantes du vent ni sur leur fréquence.

Tableau III.4 : vitesse moyenne de vent de l'année 2022.

	janv.	févr.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.
Vitesse du vent (kph)	15.4	15.5	14.6	14.3	12.9	12.3	12.2	12.1	12.7	13.3	14.9	15.5

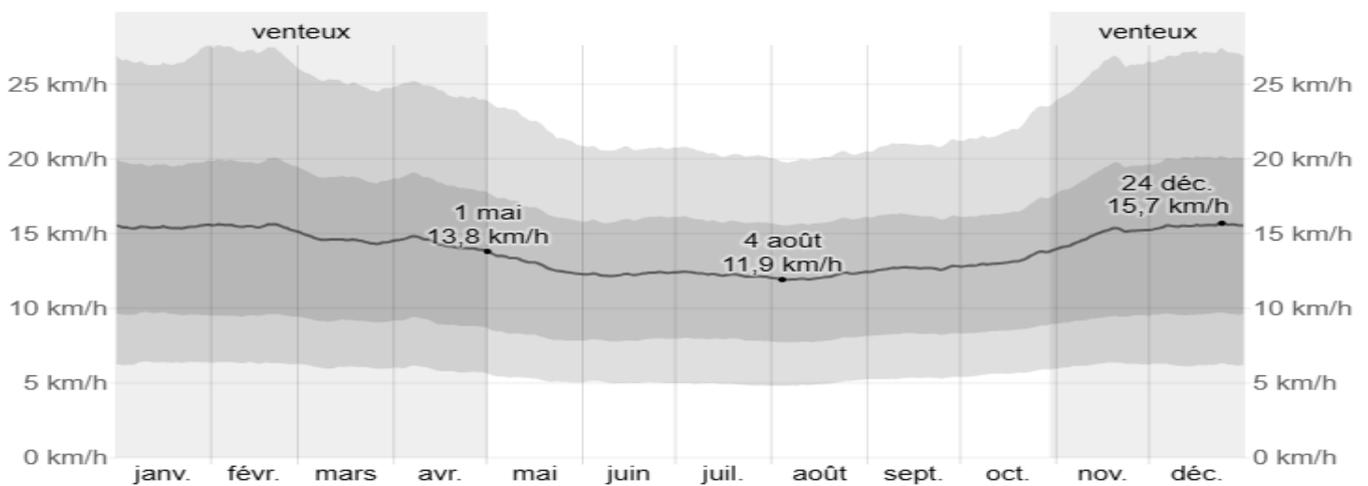
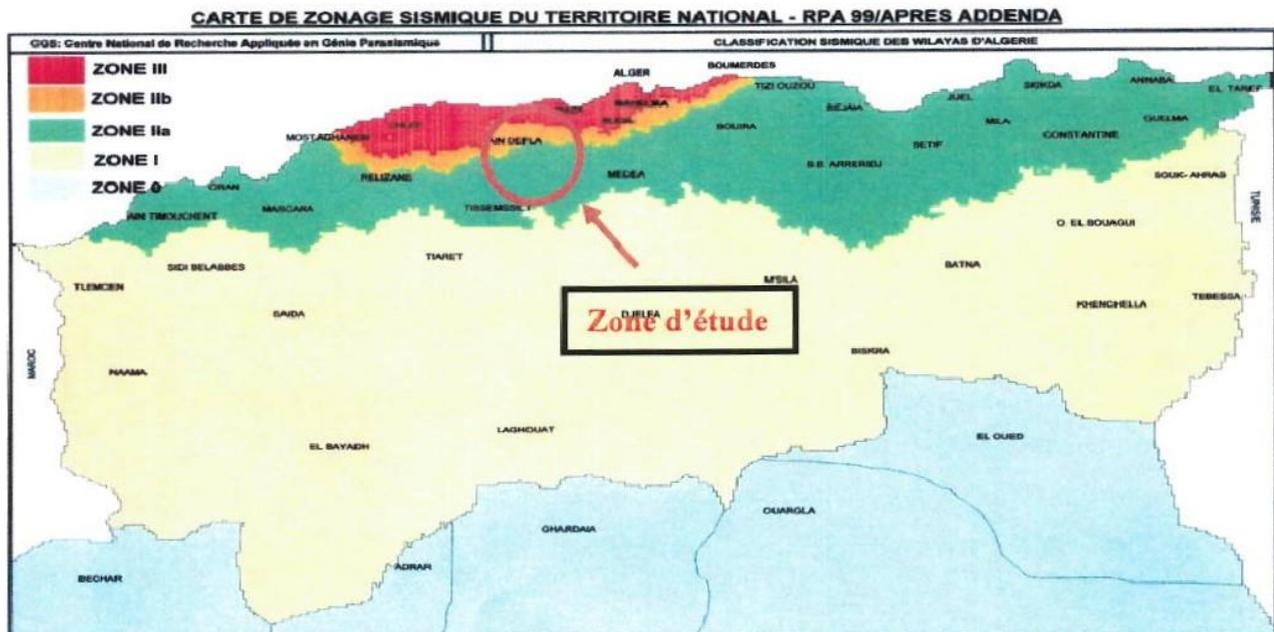


Figure III.8 : Courbe de vitesse de vent de l'année 2022.

III.5.Sismicite :

Suite au séisme survenu le 21 mai 2003 dans la région de Boumerdes et ses environs, le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) a mis à jour la cartographie sismique. Selon cette nouvelle classification, notre zone d'étude est désormais classée en zone sismique III, caractérisée par une sismicité élevée.



figureIII-9 :Carte de zonage sismique du territoire national.

III.6.Conclusion :

La présentation de la zone d'étude de Tipaza nous a permis de mieux comprendre le contexte dans lequel s'inscrit notre mémoire de fin d'études. En explorant les caractéristiques géographiques, climatiques, agricoles et environnementales de cette région, nous avons établi une base solide pour la suite de notre travail. La diversité des cultures agricoles, la dépendance aux ressources en eau et les défis environnementaux qui se posent à Tipaza en font un terrain d'étude pertinent pour notre projet.

Cette première étape nous a également sensibilisés à l'importance de la durabilité environnementale dans nos recommandations futures. La prise en compte des spécificités locales et des besoins de la communauté agricole sera cruciale pour la réussite de notre initiative de réutilisation des eaux usées épurées à des fins agricoles. Nous avons maintenant une vision claire de la région et de ses enjeux, ce qui nous permettra d'aborder les prochaines phases de notre mémoire avec une perspective informée et ciblée.

Chapitre IV : Présentation de la STEP de chenoua.

Introduction :

Le chapitre "Présentation de la STEP de Chenoua" nous emmène à la découverte d'une installation essentielle pour la gestion de l'eau dans la région de Chenoua. La Station de Traitement des Eaux Potables (STEP) de Chenoua joue un rôle fondamental dans la protection de l'environnement. Dans ce chapitre, nous explorerons en lumière son ouvrages et caractéristiques de la STEP.

IV.1. Localisation de la step chenoua :

La STEP Chenoua est localisée à :

- 720 m au sud de la Baie Chenoua.
- 3.4 km au nord de la ville de Nador.
- 2.7 km à l'ouest du point de référence (PR) PORT Tipasa.
- 2.45 km à l'est de la commune de Chenoua.



FigureIV-1. : Station d'épuration chenoua wilaya de tipasa.

IV.2. Présentation de la Station d'Épuration (STEP) Chenoua :

La Station d'Épuration Chenoua, opérationnelle depuis 2008, assume le traitement des eaux usées provenant de Tipasa, Nador et Sidi Moussa. Elle a une capacité de traitement de 11 200 mètres cubes par jour, ce qui équivaut à la population de 70 000 habitants. Les eaux usées sont collectées et acheminées vers cette station depuis l'oued Nador, au moyen d'un réseau principal qui s'étend sur 11 150 mètres linéaires et est doté de sept stations de pompage. Cette infrastructure a résolu le problème des rejets d'eaux usées directs en mer et des inconvénients

Chapitre IV : Présentation de la STEP de chenoua.

subis par les estivants pendant la saison estivale. Actuellement, les eaux épurées sont réutilisées uniquement par la Protection civile ainsi que par quelques agriculteurs de la région.

IV.3. Diagnostic de la station d'épuration de Chenoua :

-Localité : Chenoua.

-Dénomination de la station d'épuration : Station d'Épuration de Chenoua (STEP Chenoua).

-Source des eaux traitées : Ville de Tipasa, zone Chenoua, Nador, Sidi Amar.

-Destination des eaux traitées : Oued Nador, déversées dans la mer.

-Mise en fonction : 2008.

-Poste de transformation électrique : Un transformateur de 1 000 kVA en état satisfaisant, mais des travaux de remise en état sont planifiés suite à une demande de la part de SONELGAZ.

-Système de commande : Les panneaux de contrôle sont en bon état, et une interface SCADA (Topkapi) est en place, permettant la surveillance en temps réel de l'état opérationnel des équipements depuis la salle de commande.

-Générateur de secours : Un générateur de 660 kVA de marque GESAN en bon état de fonctionnement est disponible.

-Protection contre les décharges atmosphériques : Absente.

IV.3. 1.Poste de relvage :

Station de pompage comprenant 4 pompes submersibles (3+1) en état de fonctionnement, de type ABS AFP 2045 M160/AD avec une puissance de 16 kW, capable de déplacer un débit individuel de 392 m³/h à une hauteur de refoulement de 9 mètres. Cette station est équipée d'une grille manuelle avec des barreaux espacés de 50 mm en amont de la fosse des pompes, bien que son utilisation puisse être complexe.

Il y a également 4 dispositifs de mesure de débit de type électromagnétique DN 200 de la marque KROHNE Optiflux 2000, dont l'un est en cours de réparation. La station est équipée d'une potence motorisée, qui est actionnée par une pompe de diamètre nominal (DN) 200/250 en bon état.

IV.3. 2.Dégrillage :

Grille automatique de marque SERECO, modèle CPSA 10/35, d'une largeur de 1 mètre, avec un espacement entre les barreaux de 20 mm. Elle est équipée d'un moteur-réducteur de 2,2 kW de la marque BONFIGLIOLI.

Chapitre IV : Présentation de la STEP de chenoua.

La grille peut être isolée à l'aide de deux vannes placées sur le canal. Cette équipement est en bon état de fonctionnement.

Une grille manuelle est installée en contournement de la grille automatique. Elle mesure 1,5 mètre de large et présente également un espacement entre les barreaux de 20 mm. Un convoyeur pour les refus de grille, de marque SERECO, modèle NT2Rz05 050, a une capacité de 16 m³/h avec une bande de 500 mm de large. Son moteur-réducteur est de 1,1 kW de la marque BONFIGLIOLI.

Une station d'échantillonnage de type Liquisys CSF48 d'Endress Hauser a été installée après la grille automatique. Cependant, la conduite d'aspiration se bouche régulièrement, ce qui est compréhensible compte tenu de son emplacement inapproprié (présence de sable et de déchets). Malgré cela, le dégrillage fonctionne correctement.

IV.3. 3 Dessaleur déshuileur :

Système de mélange de modèle DPRD50 de la société SERECO ; motoréducteur d'une puissance de 2,2 kW de la marque BONFIGLIOLI.

Surpresseur à palette pour l'élimination du sable de type MAPRO CL30/21S avec une capacité de 145 m³/h à une pression de 0,6 bar.

Surpresseur de type Roots pour le déshuilage de modèle ZI-300 de la société ATLAS CO, avec une capacité de 91 m³/h à une pression de 0,3 bar. Moteur de 3,9 kW.

Classificateur de sable de modèle ES300 de la société SERECO, avec une capacité de 60 m³/h ; motoréducteur de 1,5 kW de la marque BONFIGLIOLI.

Vanne murale pour l'élimination des graisses. Les équipements sont en bon état de fonctionnement ; la tuyauterie et les robinets nécessitent une réhabilitation.

IV.3.4. Bassin d'aération :

Deux ensembles de trois aérateurs de surface de type TASC 70 de la marque SERECO, équipés d'un motoréducteur SEW de 75 kW et capables de fournir une oxygénation de 162 kg/h.

Deux ensembles de deux appareils de mesure d'oxygène de type Actéon de la marque PONSEL.

Deux appareils de mesure de potentiel Redox de type PONSEL Actéon 2000.

Tuyauterie de recirculation de diamètre DN 600 avec une vanne plate pour garantir la distribution et l'isolation vers chaque bassin. La tuyauterie est en bon état, mais une retouche de peinture est nécessaire.

IV.3.5. Décanteur secondaires :

Les dispositifs de décantation secondaire, à savoir les deux racleurs de type PRT Pz320 de la marque SERECO (équipés d'un motoréducteur de 0,37 kW) et fabriqués en acier galvanisé, se trouvent en bon état.

IV.3.6. Bassin de chloration :

- La mesure du débit à l'aide d'un canal Venturi en utilisant un transmetteur HYDREKA MainStream UC.
- Référence du transmetteur : MSN4F F4773.
- Utilisation d'une pompe doseuse d'hypochlorite de sodium ayant une capacité individuelle de 85 litres par heure.
- Présence d'un réservoir de stockage d'hypochlorite de sodium d'une capacité de 850 litres.
- Le système de dosage avec l'hypochlorite a été désactivé, étant donné que les eaux traitées sont rejetées dans le cours d'eau.

IV.3.7. Poste de pompage des boues de retour et d'excès :

- Deux pompes de recirculation des boues (1+1) de type ABS AFP 1546 M90/4, d'une puissance de 9 kW, avec une capacité individuelle de 200 m³/h à une hauteur de refoulement de 5 mCE. Chaque pompe est équipée d'une vanne à opercule et d'un clapet à boule de taille DN 250, suivie d'un collecteur DN 500 qui conduit vers l'entrée du bassin d'aération. Ces deux pompes sont nouvelles et ont été installées en remplacement des anciennes pompes ABS. La conduite requiert uniquement un rafraîchissement.

- Deux pompes de transfert des boues excédentaires vers l'épaississeur (1+1) de type ABS AFP 0841, d'une puissance de 3 kW, avec une capacité individuelle de 30 m³/h à une hauteur de refoulement de 10 MCE. Chaque pompe est dotée d'une vanne à opercule et d'un clapet à battant de taille DN 150. Le regard de vannage est immergé et recouvert d'un caillebotis qui permet le passage de l'eau ; il serait préférable de le recouvrir d'une couverture en PRV (plastique renforcé de fibres de verre), laquelle présente l'avantage d'être légère.

- Mesure ultrasonique du niveau. Cependant, il convient de noter l'absence d'une mesure de débit de recirculation ; le taux de recirculation est évalué sur la base d'une configuration horaire.

IV.3.8. Epaississeur :

- Évaluation du débit autorisé des boues en excès pour le processus d'épaississement DN 150 par KROHNE.
- Le mécanisme de raclage de diamètre 1,1 m de type IFCC de SERECO, équipé d'un moteur-réducteur BREVENI de 0,185 kW, est en excellent état.

- Utilisation d'un transmetteur de Endress+Hauser avec un afficheur de type RIA 45 pour mesurer le niveau du lit de boue.

IV.3. 9.Déshydratation mécanique des boues :

Le processus de déshydratation des boues comprend les éléments suivants :

- Deux filtres à bande de 1,2 m de largeur, de type EDOM 1200 fabriqués par INTERECO, ayant une capacité de traitement de 9 m³/h chacun.
- Deux mélangeurs dynamiques pour les boues et le polymère, de type CRV700 fabriqués par INTERECO.
- Deux pompes à vis pour la déshydratation des boues, ayant une capacité de 12 m³/h à une pression de 6 bars, de type NM045BY011.068 de la marque NETZSCHE.
- Une station de polymère en acier inoxydable de type BTB fabriquée par INTERECO, équipée de deux mélangeurs, d'un système d'admission et de post-dilution d'eau, avec une capacité de dosage de 5 kg/h.
- Deux pompes à vis pour le dosage du polymère, ayant une capacité de 2 m³/h à une pression de 6 bars, de type MC0020/1 de NOVAROTOR.
- Deux pompes de lavage ayant une capacité de 12 m³/h à une pression de 5,4 bars, de type NM32/20A de CAPRARI, avec un réservoir de 300 litres.
- Une bande transporteuse plate pour les boues de type NT400 fabriquée par INTERECO, d'une largeur de 400 mm.
- Une bande transporteuse inclinée pour les boues de type NT400 fabriquée par INTERECO, d'une largeur de 400 mm.
- Un granulateur (malaxeur de boues) de type GRA 150 fabriqué par INTERECO, utilisé pour mélanger les boues avec de la chaux.
- Un compresseur d'air pour le circuit d'air des filtres à bande.

Il convient de noter que l'état de l'installation doit être vérifié et réhabilité, et des problèmes potentiels de disponibilité des pièces de rechange peuvent se poser, bien que le principal fournisseur, INTERECO, soit identifié. Par ailleurs, précédemment, de la chaux en poudre était injectée à la sortie de la bande horizontale dans un malaxeur à vis avant d'être déversée sur la bande inclinée, ce qui permettait d'augmenter la teneur en matière sèche des boues. Actuellement, l'utilisation de la chaux n'est plus en vigueur.

Chapitre IV : Présentation de la STEP de chenoua.

IV.4. Caractéristiques des eaux de la STEP :

Ces analyses sont prévues en 2022 sur les eaux usées brute et épurées sont présentes dans le tableau suivant :

TableauV-1 : Caractéristiques des eaux usées brute et épurées.

<u>Paramètres analysés</u>	Unité	<u>Résultats</u>		<u>Résultats</u>		<u>Résultats</u>	
		AOÛT EB	EP	SEPTEMBRE EB	EP	OCTOBRE EB	EP
Température de l'eau	°C	25.4	21.55	24.15	18.31	22.4	16.32
PH		7.74	8.03	7.74	8.01	7.66	7.87
Conductivité	µs/cm	1919	1872	1457	1362	1647	1379
M.E.S	mg/l	223.55	21	264.75	9.18	214.2	8.27
DCO	mgO ₂ /l	545	63.3	529	39	444	32.2
DBO5	mgO ₂ /l	256	9.6	220.25	10.5	216	4
N-NH4	mg/l	44.63	37.9	1.11	0.715	34.6	1.14
PT	mg/l	6.62	1.9	9.29	0.6	6.75	3.764
N-NO3	mg/l	1.398	0.952	1.11	0.715	1.704	0.683

Chapitre IV : Présentation de la STEP de chenoua.

Tableau : Les normes algériennes d'irrigation. (Journal officiel, 2012).

Paramètres	Unité	ConcentrationM ax	
Physiques	pH	-	
	MES	mg/l	
	CE	ds/m	
	InfiltrationleSAR=0-3 CE		
	3-6		
	6-12	ds/m	
	12-20		
Chimiques	20- 40	3	
	DBO5	mg/l	
	DCO	mg/l	
	Cl	meq/l	
	NO3-N	mg/l	
	HCO3	meq/l	
	Aluminium	mg/l	
	Arsenic	mg/l	
	Beryllium	mg/l	
	Bore	mg/l	
	Cadmium	mg/l	
	Chrome	mg/l	
	Elements Toxiques	Cobalt	mg/l
		Cuivre	mg/l
Cyanures		mg/l	
Fluor		mg/l	
Fer		mg/l	
Phénols		mg/l	
Plomb		mg/l	
Lithium		mg/l	
Manganèse		mg/l	
Mercure		mg/l	
Molybdène		mg/l	
Nickel		mg/l	
Sélénium		mg/l	
Vanadium		mg/l	
Zinc	mg/l		

Interprétation:

Température de l'eau : La valeur moyenne ne dépasse pas les normes de rejet recommandées par l'OMS (30°C).

PH : le PH de l'eau épurée varie entre 7.5 et 8, ces valeurs ne dépassent pas les normes de rejet.

MES : La concentration moyenne de (MES) à la sortie de la station est de 12.81 mg/l, ce qui est conforme à la norme de réutilisation(30mg/l).

DBO5 : Les résultats indiquent un rendement d'élimination de la DBO5 de l'installation d'épuration de plus de 98%.

Chapitre IV : Présentation de la STEP de chenoua.

DCO : On témoigne une efficacité du processus dans la réduction de la charge organique.

N-NH₄ : La concentration de N-NH₄ éliminée pendant le traitement est considérablement élevée donc la concentration à la sortie inférieure à la norme.

PT : La concentration moyenne de PT à la sortie est de 3.75 mg/l, respectant ainsi la norme.

N-NO₃ : La concentration de N-NO₃ à la sortie est inférieure à la norme.

À la conclusion, qui se concentre principalement sur l'évaluation de l'efficacité du traitement des eaux usées, les résultats obtenus révèlent que les mesures de pH et de conductivité électrique n'entravent en aucune manière le processus de traitement biologique, et elles sont conformes aux normes établies pour les rejets dans l'environnement récepteur.

IV.5. Problèmes rencontrés à la station d'épuration en raison de la saturation de la station :

Durant les saisons estivales et sur plusieurs mois, le débit nominal de la station d'épuration est dépassé, ce qui entraîne le déclenchement de la pompe de secours. Par conséquent, quatre pompes fonctionneront en continu pendant cette période, augmentant ainsi le risque de dysfonctionnement de la station. L'arrêt d'une de ces pompes peut entraîner un rejet direct des eaux usées vers la mer (plage Chenoua). De plus, cela entraînera une insuffisance dans le temps de séjour dans les bassins de dessablage et de déshuilage, ce qui aura par la suite une incidence sur la qualité du traitement biologique. On a également noté la présence d'un bassin de désinfection, mais il n'est pas opérationnel.

IV.6. Site préconisé pour l'extension de la STEP :

Le site choisi pour les nouvelles installations se trouve à l'intérieur du périmètre de la station d'épuration actuelle (côté de l'Oued) et couvre une superficie d'environ 2 hectares.

Conclusion :

La présentation de la STEP de Chenoua nous a permis d'acquérir une compréhension approfondie de l'importance vitale de cette installation dans la région. Cette station de traitement des eaux potables joue un rôle essentiel dans la fourniture d'eau de qualité à la communauté locale, contribuant ainsi à améliorer la qualité de vie et la santé des habitants de la région

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

V.1.Introduction:

En Algérie, il existe une consommation significative d'eau, laquelle est étroitement liée à la taille de la population. En effet, à mesure que le nombre d'utilisateurs augmente, la quantité d'eau utilisée croît également. De plus, la consommation d'eau est également influencée par les besoins en eau des équipements et des institutions présents dans les zones urbaines et touristiques, notamment dans des endroits tels que la ville de Tipaza. Toutes ces dynamiques contribuent à un rejet important d'eaux usées dans l'environnement.

Ce chapitre nous permettra d'explorer les divers équipements présents dans la ville de Tipaza, ainsi que leur consommation d'eau potable, en prenant en compte les besoins en eau de la population actuelle et future. Enfin, nous analyserons la consommation quotidienne totale d'eau, le débit des eaux usées et aborderons également le dimensionnement de la station d'épuration des eaux usées pour diverses perspectives temporelles.

V.2. Le débit moyenne journalier :

Les débits des eaux usées sont estimés en se basant sur les moyennes de consommation par habitant. Par conséquent, le débit moyen quotidien est évalué en fonction des quantités d'eau potable consommées. Cette évaluation est réalisée en utilisant la formule suivante :

$$Q_j = D \cdot N \cdot C_r$$

Avec :

- Q_j : débit moyen journalier.
- C_r : coefficient de rejet.
- N : nombre d'habitants à l'horizon considéré (en nombre d'habitants).
- D : dotation journalière.

A. Évaluation actuelle et future de la population à l'horizon

La population est soumise à une évolution dans le temps. Ainsi, pour anticiper la population future à différents points temporels, la formule suivante est employée :

$$P_n = P_0 [1 + T]^n \quad .\text{Avec :}$$

- P_n : Population future à l'horizon envisagé.
- P_0 : Population à l'année de référence (2023).
- T : Taux de croissance de la population (%).

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

- n : Nombre d'années entre les deux horizons.

Notre horizon se compose de 4 communes : Tipaza, Sidi Amer, Chenoua et Nador.

Tableau V.1 : taux d'accroissement de quatre communes.

Communes	Tipaza	Chenoua	Sidi amer	Nador
Taux d'accroissement	2.35%	2.35%	2.1%	1.8%

V-2.1.1. Population de la zone d'étude :

Ce tableau résumera les projections de la population future des agglomérations de la zone d'étude :

Tableau V.2 : La population de quatre communes.

Agglomérations	Population (hab)	
	2033	2053
Tipaza	27444	43672
Chenoua	2361	3757
Nador	11600	16573
Sidi Amar	12041	18250
Total	53446	82252

V.3. Calcul des débits et de l'équivalent habitant :

V.3.1. Détermination du débit de pointe total (Q Pte) :

Le débit de pointe total (Q Pte) est estimé selon la relation suivante :

$$Q \text{ Pte} = (C_p \cdot Q_{eu}) + Q_{eu}$$

Avec :

- C_p : Coefficient de pointe ($C_p = 1,5 + (2,5\sqrt{Q})$) ; unité en Q (l/s)

- Q_{eu} : Débit moyen des eaux usées (m³/h).

- ECPP : Débit des eaux claires parasites permanentes (m³/h) calculé comme suit :

$$ECPP = CECPP \times Q_{Ts}$$

- Q_{Ts} : Débit moyen en temps sec (m³/h) défini comme : $Q_{Ts} = Q_{eu} + ECPP$

- CECPP : Coefficient d'ECPP (0,5).

En remplaçant (2) dans (1), on obtient :

$$ECPP - 0.5 \times Q_{eu} + 0.5 \times ECPP$$

Alors:

$$ECPP = Q_{eu}$$

$$Q_{Ts} = 2 \times Q_{eu}$$

V.3.2. Détermination du nombre d'équivalents-habitants (E.H) :

En se basant sur les débits des eaux usées obtenus, la capacité en équivalents-habitants (E.H) de la future station d'épuration sera calculée de la manière suivante :

$$EH = \frac{\text{charge de la station d'épuration}}{\text{Rejet spécifique}}$$

- Charge de la station = débit de rejet des eaux usées entrant dans la station d'épuration.

- Rejet spécifique = 80% de la dotation journalière.

a). Commune de TIPASA :

- Equipements :

Tableau V.3 : Les besoins total des équipements de commune de tipasa.

Equipements	Nbre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/usager)	Consommation m ³ /j
Ecoles Primaires	14	Elèves	4316	20	86,32
C.E.M	6	Elèves	3167	20	63,34
Lycée	2	Elèves	1352	20	27,04
C.F.P.A	1	Elèves	200	20	4
Centre universitaire 2 Lits+étudiants 6 500 40 260 de Tipasa					
Hôpitaux	2	Patient	200	30	6
Polyclinique	1	Patient	30	30	0,9

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

Centre psycho- 1 patient 185 30 5,55 pédagogique pour enfants handicapés mentaux						
P.T.T	2	employé	67	15		1,005
CNAS	1	employé	40	15		
SUCH	1	employé	50	15		0,75
Maison de jeune	1	employé	1078	15		16,17
Centre commercial		Commerçant	30	20		0,6
APC	1	employé	150	15		2,25
Daïra		employé	60	15		
Subdivision	1	employé	6	15	0,09 hydraulique	
Cité administrative (directions)	1	employé	450	15		6,75
Centre culturel	2	employé	20	15		0,3
Post police	2	employé	15	15		0,225
Gendarmerie	3	employé	30	30		0,9
Restaurants et fast	20	40	30	1,2	food	
Bibliothèque	2		300	50		15
Camps de jeune	1		350	80		28
Centre de vacances	3		710	50		35,5
Cafeteria	18	clients	80	20		1,6
Abattoir	1	Tête	15	100		1,5
Les hôtels	6	lits	2437	70		170,59
mosquées	15	fidèles	10000	40		400

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

Protection civile	2	30	15	0,45
Tribunal	2	40	15	
Total				1138.13

Tableau V.4 : Les résultats des débits de wilaya tipaza.

HORIZON	2033	2053
Population (hab)	27444	43672
Dotation (llhab/j)	120	120
Besoins en eau domestique (m ³ 1j)	3293,3	5240,6
coefficient eaux saisonnier	2,5	2,5
Besoins en eau domestique Cs (m ³ /j)	82332	13101,6
Taux équip (°/0)	32	32
Besoins des équip (mth)	1053,85	1677,00
Besoins totaux (m ³ /j)	9287,05	14778,60
Taux de raccordement (°/0)	100	100
Taux de rejet (°/0)	80	80
Débit eaux usées (m ³ /j)	7429,64	11822,88
Cp	1,77	1,71
Qpts (m ³ /h)	547,81	844,21
Qpp (m ³ /h)	1095,62	1688,42
Coefficient eaux parasites %	0,5	
Débit eaux parasite	273,91	422,11
Qpp tot (m ³ /h)	1369,53	2110,53
EH	77393	123156

. b).Commune de CHENOUA :

TableauV.5 : Les résultats des débits et EH de chenoua.

HORIZON	2033	2053
Population (hab)	2361	3757,00
Dotation (l/hab/j)	120	120
Besoins en eau domestique (m ³ /j)	283,32	450,84
coefficient eaux saisonnier	2,5	2,5
Besoins en eau domestique Cs (m ³ /j)	708,30	1127,10
Taux équip (°/0)	32,00	32,00
Besoins des équip (m ³ /j)	90,6624	144,2688
Besoins totaux (m ³ /j)	798,9624	1271,3688
Taux de raccordement (°/0)	100,00	100,00
Taux de rejet (°/0)	80,00	80,00
Débit eaux usées (m ³ /j)	639,17	1017,10
Cp	2,42	2,23
Qpts (m ³ /h)	64,4	94

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

Qpp (m ³ /h)	128,85	188,90
Coefficient eaux parasites %	0,50	0,50
Débit eaux parasite	32	47
Qpp tot (m ³ /h)	161 ,0678183	236,1191651
EH	6659	10595

c). Zone d'expansion touristique (ZET) :

Tableau V.6 : Les résultats des débits, EH et les charges polluantes de ZET.

Horizon	2033	2053
Debit consommé (m ³ /j)	1374.6	1374.6
Taux de rejet	0.8	0.8
Débit eaux usées	1099.7	1099.7
Concentration DBO5	500	500
La charge polluante	549840	549840
Rejet spécifique	45.0	45.0
Equivalent Habitant	12223	12223

d). Commune de SIDI AMAR :

Equipements :

Tableau V.7 : Les besoins total des équipements de commune de Sidi Amar.

Equipements (l/j/usager)	Nbre	Unité	Quantité	Dotation	Consommation m ³ /j
Eccles Primaires	5	Elèves	1960	20	39,2
C.E.M	2	Elèves	1022	20	20,44
Lycée		Elèves	311	20	6,22

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

C.F.P.A	1	Elèves	150	20	3
Polyclinique	1	Patient	20	30	
P.T.T		Employé	10	15	0,15
APC	1	Employé	10	15	0,15
Daïra	1	Employé	10	15	0,15
Maison de jeune	1	Employé	175	15	2,625
Subdivision hydraulique		Employé	5	15	0,075
Bibliothèque	1	Employé	60	50	3
Post police	1	Employé	10	15	0,15
Gendarmerie		Employé	15	30	0,45
Cafeteria	5	Client	50	20	1
Restaurants	2	Client	20	30	
Mosquées Salle de prière	5	Fidèle	5000	40	200
Besoins total					277,81

Tableau V.7 : Les résultats des débits et EH de commune de Sidi Amar.

Horizon	2033	2053
Population	12044,0	18250,0
Dotation (Ilhab/j)	120	120
Besoins en eau domestique (m³/j)	1445,3	2190,0
Taux équip (%/0)	20	20

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

Besoins des équip (m³/j)	289,06	438,00
Besoins totaux (m³/j)	1734,34	2628,01
Taux de raccordement (°/0)	100	100
Taux de rejet (°/0)	80	80
Débit eaux usées (m³/j)	1387,47	2102,41
Cp	2,12	2,01
Qpts (m³/h)	122,78	175,80
Qpp (m³/h)	245,57	351
Coefficient eaux parasites %	0.5	0,5
Débit eaux parasite	61	87,90
Qpp tot (m³/h)	306,96	439,49
EH	14453	21901

e). Commune de NADOR :

Equipements :

Tableau V.8 : Les besoins total des équipements de commune de Nador.

Equipements	Nbre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/usager)	Consomma tion m ³ /j
Ecoles Primaires	4	Elèves	1365	20	27,3
C.E.M	2		929	20	18,58
Lycée	1	Elèves	471	20	9,42
C.F.P.A	1	Elèves	100	20	2
Hopital	1	Patient	120	30	3,6
p.T.T	2	employé	20	15	0,3
APC	1	employé	50	15	0,75

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

Maison de jeune			262	15	3,93
Bibliothèque	2		130	50	6,5
Post police	1	employé	10	15	0,15
Cafeteria	4	client	50	20	1
Restaurants	5	client	40	30	1,2
Mosquées	3	fidèle	3000	40	120
+ salle de priere					
Besoins Total					194,73

Tableau V.9 : Les résultats des débits et EH de commune de Nador.

Horizon	2033	2053
Population	11600.00	16573
Dotation(l/hab/j)	120	120
Besoins en eaux domestique (m³/j)	1392.0	1988.8
Taux equip(%)	14	14
Besoins des equip(m³/j)	194.88	278.43
Besoins totaux (m³/j)	1586.88	2267.19
Taux de raccordement (%)	100	100
Taux de rejet(%)	80	80
Débit eaux uses (m³/j)	1269.50	1813.75
Cp	2.15	2.05
Qpts (m³/h)	113.84	154.60

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

Qpp(m³/h)	227.69	309.19
Coefficient eaux parasites (%)	0.5	0.5
Débit eaux parasite	56.92	77.30
Qpp tot (m³/h)	284.61	386.49
EH	13224	18894

f).Programme logement :

TableauV.10 : Les résultats des débits et EH de commune de programme logement.

	Tipaza	Nador	Sidi AMAR
Population	47832	7020	2400
Dotation	120	120	120
Besoins en eau domestique (m ³ /j)	5739,84	842,4	288
coefficient eaux saisonnier	2,5	1	1
Besoins en eau domestique Cs (m ³ /j)	14892,31	842 , 4	288
Besoins en eau des équipements (m ³ /j)	542.71		
Taux de raccordement (%/0)	100	100	100
Taux de rejet (°/0)	80	80	80
Débit eaux usées (m ³ /j)	11913,848	673,92	230,4
EH	124103	7020	2400

Le tableau suivant recapitule les details mentionnes ci-dessus :

Tableau V.10: Les résultats des débits total et EH .

Horizon	2033		2053	
	Q	EH	Q	EH
Communes (Tipaza,Sidi Amar,Nador)	10725.78	111729	16756.13	174546
Programme logements (PL)	12818.168	133523	12818.168	133523
Zone d'exapnsion touristique(ZET)	1100	12223	1100	12223
TOTAL	24643.95	257475	30674.30	320292

Les donnes de la STEP existante :

Horizon 2023	Débit moyen (m ³ /j)	Equivalent habitant
STEP Chenoua	11200	70000

Le débit de l'extension sera calculé comme suit :

Débit de la future STEP = débit Horizon — débit Horizon 2023

Tableau V.11 : Les résultats des débits et EH de future.

Horizon	2033	2053
Débit moyen E.U (m ³ /j)	13443.595	19474,30
Concentration DB05 (mg/l)	500	500
la charge polluante (kg/j)	6721 ,9752	9737, 150872
Rejet spécifique (g/hab/j)	45	45
EH	149378	216382
Qeu (m ³ /h)	560,1646	811 ,4292393

QTS (m ³ /h)	1120,3292	1622,858479
CP	1,70041648	1,66651982
Qpte (m ³ /h)	1512,677717	2163,692149

V.3.3. Calcule des charges polluantes :

La charge de divers polluants peut être calculée en utilisant la relation suivante :

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

- C : La concentration de la matière polluante dans l'eau à traiter (mg/L).
- Q_j : Le débit total journalier entrant à la station d'épuration.

Tableau VI.12: Les résultats des charges polluante.

PARAMETRES			
UNITE		HORIZONS	
		2033	2053
Capacité	E .Hab	149378,0	216382
Charge hydraulique			
Journalière	(m ³ /j)	13443,95	19474,30
QEI_J débit moyen d'eau usée (m ³ /h)		560,165	811,43
Qts débit moyen de temps sec (m ³ /h)		1120,33	1622,86
Qptedébit de pointe total (m ³ /h)		1512,68	2163,7
Charge polluante			
<u>DB05</u>			
Charge spécifique	g/hab/j	45	45

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

Charge journalière	Kg/j	6722,01	9737,19
Concentration correspondante	mg/l	500	500
MES			
Charge spécifique	g/hab/j	45	45
Charge journalière	Kg/j	6722,01	9737,19
Concentration correspondante	mg/l	500	500
<u>N-NK</u>			
Charge spécifique	lhab/•	5	5
Charge journalière	Kg/j	746,9	1081,9
Concentration correspondante	mg/l	55,56	55,56
Pt			
Charge spécifique	lhab/•	1	
Charge journalière	Kg/j	149,4	216,4
Concentration correspondante		11,11	11,11
DCO			
Charge spécifique	g/hab]•	90	90
Charge journalière		13444,02	19474,38
Concentration correspondante		1000	1000

V.4. Dimensionnement des ouvrages :

V.4.1 Prétraitements :

V.4.1.1 Dégrillage grossier mécanisé :

Les grilles mises en place sont de type mécanique, composé de barreaux droits ronds en inox inclinés à 60° sur l'horizontale.

La grille est dimensionnée avec une vitesse de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe en temps de pluie.

La surface est donnée par la relation suivante :

$$S = \frac{Qp \left(\frac{m^3}{s} \right)}{v * o * c}$$

Avec :

Q_{max} : Débit de pointe en temps de pluie (**2163,69** m³/h)

V : Vitesse de passage : 1,2 m/s

C : Coefficient de colmatage de la grille : 0.5

O : Espace libre entre barreaux / Espace libre + épaisseur barreaux

Soit :

Espace entre les barreaux (E = 50 mm)

Épaisseur des barreaux (e = 20 mm)

$$O = E / (E+e)$$

α : Angle des grilles par rapport à l'horizontale : 60°

On adoptera une ligne et chaque ligne occupe deux grilles mécanisées identiques

$$\text{Surface (S)} = \mathbf{1.41 \text{ m}^2}$$

$$S : \text{surface de la grille (m}^2\text{)} = S = H \cdot l \text{ (m}^2\text{)}$$

h_{max} : hauteur maximum d'eau dans le canal de passage d'eau = 1,50 m

Où h le tirant d'eau. On a donc la hauteur mouillée $h_{max}/\sin\alpha = H$

On obtient alors $H = 1,50/\sin 60^\circ = 1,72 \text{ m}$

La largeur I de la grille sera estimée par la relation $I = S/H$

$$I = 1.41/1,72 = 0.82 \text{ m}$$

Surface totale (m ²)	1.41
Surface Unitaire (m ²)	1.41
Nombre de dégrilleur	01
Espacement entre les barreaux	50
Épaisseur des barreaux	20
h _{max} (m)	1,5
Largeur unitaire (m)	0.82
α (Angle des grilles)	60°

V.4.1.2 Dégrillage fin mécanisé :

Les grilles mises en place sont de type mécanique, composé de barreaux droits ronds en inox inclinés à 60° sur l'horizontale.

La grille est dimensionnée avec une vitesse de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe en temps de sec.

La surface est donnée par la relation suivante

$$S = \frac{Q_p(m^3/s)}{V * O * C}$$

$$V * O * C$$

Avec :

Q_{max} : Débit de pointe en temps sec (**2163,69** m³/h)

V : Vitesse de passage : 0,9 m/s

C : Coefficient de colmatage de la grille : 0,7

O : Espace libre entre barreaux / Espace libre + épaisseur barreaux

Soit :

Espacement entre les barreaux (E = 10 mm)

Épaisseur des barreaux (e = 10 mm)

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

α : Angle des grilles par rapport à l'horizontale : 60°

On adoptera deux lignes qui occupent une grille mécanisée.

Surface unitaire (S_u) = **1,91 m²**

S_u : surface de la grille (m²) = $S_u = L \cdot l$ (m²)

h_{\max} : hauteur maximum d'eau dans le canal de passage d'eau = 1,00

Où h le tirant d'eau. On a donc la hauteur mouillée $h_{\max}/\sin\alpha = H$

On obtient alors $H = 1,00/\sin 60^\circ = 1,15$ m

La largeur l de la grille sera estimée par la relation $l = S/H$

Surface totale (m²)	1,91
Surface Unitaire (m²)	1,91
Nombre de dégrilleur	01
Espacement entre les barreaux	10
Épaisseur des barreaux	10
h_{\max} (m)	1,0
Largeur (m)	1,66
α (Angle des grilles)	60°

V.4.1.3. Désableur-Déshuileur :

Cette étape a pour but d'extraire les graviers, les sables et les particules minérales de l'effluent à traiter, afin de réduire le risque d'abrasion des équipements mais aussi de diminuer les dépôts et le colmatage dans les conduites.

Soit :

- ✓ Une vitesse ascensionnelle de **15 m/h**
- ✓ Un temps de séjour de **13 mn**

Volume du canal :

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

$V = 2163.7 \times 13 / 60 = 468.8$ m³

$V = 500$m³
--

Surface:

$$S = Q_{\max} / V_{\text{asc}}$$

$$S = 2163.7 / 15 = 144.3 \text{ m}^2$$

$$S = 145 \text{ m}^2$$

La hauteur:

$$H = V_{\text{asc}} \times t_s$$

$$H = 3,3 \text{ m}$$

On adoptera deux (02) déssableur-déshuilage type aéré de deux couloirs

L'ouvrage aura les dimensions planes suivantes :

$$\text{Surface totale } S = 144.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre d'ouvrages} = 02$$

$$\text{Surface unitaire } S = 72.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de couloirs} = 02$$

$$\text{Longueur d'un couloir : } L = 14.75 \text{ m}$$

$$\text{Largeur d'un couloir : } l = 4.9 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur d'eau } H = 3,25 \text{ m}$$

Besoins en air :

L'aération nécessaire pour maintenir les matières grasses en suspension dans chaque bassin peut se faire par insufflation d'air par fines bulles. Elle est estimée à $1,5 \text{ Nm}^3 \text{ d'air/h/m}^3 \text{ d'ouvrage}$.

$$\text{Soit : } 468.8 \times 1,5 = 703.2 \text{ Nm}^3 \text{ d'air/h}$$

Quantité de sable extrait :

La quantité de sable extrait du dessableur est d'environ 2 à 12 l / an / EH.

Pour une quantité de 2 l / an / EH. Pour 216 382 EH $V_R = 432,8 \text{ m}^3/\text{an}$

Pour une quantité de 12 l / an / EH. Pour 216 382 EH $V_R = 2596,6 \text{ m}^3/\text{an}$

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

Donc le volume varie de 432.8 à 2596.6 m³/an, avec un volume moyen des refus de

1514.7 m³/an.

Quantités de graisses :

La quantité de graisses est d'environ 1,2 à 1,5 l / an / EH.

Pour une quantité de 1,2 l / an / EH. Pour 216 382 EH $V_R = 259,7$ m³/an

Pour une quantité de 1,5 l / an / EH. Pour 216 382 EH $V_R = 324,6$ m³/an

Donc le volume varie de 259,7 à 324,6 m³/an, avec un volume moyen des refus de

292,15 m³/an.

V.4.2. Dimensionnement de décanteur primaire :

La forme circulaire est plus forme avantageuse de côté économique.

La vitesse limite de chute est le principe de calcul de dimensionnement de décanteur primaire selon la relation suivant : $V_{lim} = Q_{pts} / Sh$ (m/h).

Avec :

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

Sh : Surface horizontale du décanteur.

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

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

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire = 19474.30m³/j ;

Q_{pts} : Débit de point au temps sec = 32327.338m³/j. D'où :

$$K = 19747.30 / 32327.338 = 1.66$$

Donc d'après ce tableau : la vitesse limite de chute **$V_{lim} = 2$ m /h.**

• La surface horizontale SH de décanteur :
 $SH = Q_{ptp} / V_{lim} = 6491.1 / 2 = 3245.55$ m²

- Le volume de décanteur **V_{dec}** :

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

On prend un temps de séjour $T_s = 2$ h

$V = Q_{ptp} * T_s = 6491.1 * 2 = 12982.2$ m³ on prévoit un seul décanteur.

□ La hauteur du décanteur:

$H = V_{dec} / S_h = 129822 / 3245.55 = 4$ m

- Diamètre de décanteur :

- $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 3245.55}{\pi}} = 64.3$ m

- Temp de séjour pour le débit moyenne journalier : $T_s = V_{dec} / Q_{moy.j}$

$$T_s = 12982.2 / 19474.3 = 0,66 \text{ jour} = 16 \text{ h}$$

Tableau V.5 .2: Bilan de charges polluantes dans l'étape de traitement prémaire.

polluant	Charge entrante (Kg/j)	Pourcentage d'élimination (%)	Charge éliminé (Kg/j)	Charge sortante (Kg/j)
DBO5	9737.19	35	3408	6329.19
DCO	19474.38	35	6816.03	12685.28
MES	9737.19	60	5842.314	3894.9

V.4.3. Traitement Biologique :

V. 4.3.1. Zone de contact :

Une zone de contact est prévue de façon à lutter contre la formation des boues filamenteuse.

Le mélange sera basé en continu afin d'éviter la sédimentation des particules en suspension et permettre les meilleures conditions de contact entre l'effluent et la boue.

Cette zone de contacte a été dimensionnée sur la base d'un temps de séjour des effluents de 15 min.

Le bassin de la zone de contact est de type longitudinal dont les caractéristiques sont les suivantes :

Temps de contact : 15 mn.

Q_{pts} = Débit de pointe: **2163.7** m³/h

Q_B = Débit de boues à recirculer.

Calcul du débit de boues à recycler Q_B :

Charge de dimensionnement : 100 mg DCO soluble et facilement assimilable / g MES

Soit 10Kg MES /Kg DCO s.

Les eaux usées apportent :

(30 % de la DCO brute est soluble et facilement assimilable)

$$DCO_{s,a} = 0.3 DCO_{brute} \times Q_p$$

$$DCO_{s,a} = 0.3 \times 1 \times (2163.7 * 1/3) = 721.3 \text{ kg/h}$$

La recirculation doit apporter :

$$10 \times 721.3 = 7213 \text{ kg MES/h}$$

X_t : Concentration en MES dans le réacteur : 8 Kg/m³

$$Q_B = 901.62 \text{ m}^3/\text{h}$$

Volume de la zone de contact (V_{ZC}) :

Avec un temps de rétention de 15 mn

$$V_{ZC} = (Q_p + Q_B) \times tr = ((2163.7 * 1/3) + 901.62) \times 15/60 = 405.71 \text{ m}^3$$

Brassage : 3 à 7 W/m³ de bassin

$$\text{Puissance de brassage} = 5 \times 405.71 = 2028.6 \text{ w}$$

Nous adopterons deux (01) zones de contact affecté à chaque ligne de traitement biologique ayant les dimensions Suivantes :

Hauteur : 4 m

Surface : 58 m²

Longueur du bassin : 7,6m

Largeur du bassin : 7,16 m

V. 4.2.2. Bassin d'aération :

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à moyenne charge. Le bassin d'aération choisi est de forme rectangulaire où arrivent les eaux usées prétraitées et ayant subi une décantation primaire.

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

Pour assurer les objectifs classiques à la station d'épuration à boues activée le dimensionnement du bassin d'aération prendra généralement en compte les paramètres suivants :

- Charge massique en DBO₅/kg MVS.j
- Age des boues en j

$$V = \text{DBO}_{\text{entrée}} / C_m \times [\text{MVS}_{\text{bassin}}]$$

Avec :

C_m : charge massique (kg DBO/kg MVS.j).

DBO : masse de DBO apportée par jour (kg/j).

V : volume du bassin d'aération (m³).

[MVS] : concentration de MVS dans le bassin d'aération (g/l).

La charge massique égale à **0,7 kg DBO/kg MVS**.

DBO apportée par jour = 6329.19 **kg/j**

On applique une concentration en matière sèche totale de 5 g/l

Le rapport $X_{\text{MVS}} / X_{\text{MES}} = 60\%$ \longrightarrow $X_{\text{MVS}} = X_a = 0,6 \times 5 = 3$ g/l

Avec :

X_a : Concentration en MS dans le bassin d'aération (g/l)

$$V = \text{DBO} / C_m \times [\text{MVS}]$$

Volume du bassin d'aération : $6329.19 / 0,7 \times 3 = 21097.33$ m³

Pour une profondeur de **10 m** la surface du bassin est de **2109.73 m²**.

On adoptera deux bassins d'aération ayant chacun les dimensions

Suivantes :

$$S_u = 1054.9 \text{ m}^2$$

$$L = 50.5 \text{ m}$$

$$l = 20.9 \text{ m}$$

Qualité de l'effluent de sortie

Si on propose une concentration en DBO_5 à la sortie du bassin d'aération de 20 mg/l, le rendement de l'épuration sera de :

$$R\% = L_0 - L_f / L_0$$

$$R\% = 6329.19 - 584.3 / 6329.19 = 0,90$$

$R = 90\%$

Besoin en oxygène

$$Q_{O_2} = Q_{O_2 \text{ MO}} + Q_{O_2 \text{ endog}}$$

$$Q_{O_2} = a' L_e + b' X_t$$

Avec :

Q_{O_2} : Besoin en oxygène (Kg /j).

$Q_{O_2 \text{ MO}}$: Quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation de la matière organique

$Q_{O_2 \text{ endog}}$: Quantité d'oxygène nécessaire à la respiration endogène, égale à

$b' X_t$

a' : Coefficient de consommation de l'oxygène lors de l'oxydation de la DBO_5 donné en $\text{Kg O}_2 / \text{Kg MVS}$: 0,65

b' : Coefficient d'endogenèse ($\text{Kg O}_2 / \text{Kg MVS}$) : 0,065

L_0 : Quantité de DBO_5 à l'entrée du biologique par jour **6329.2** kg DBO_5 / j

L_f : Quantité de DBO_5 à la sortie par jour : **584.3**kg DBO_5 / j

L_e : Quantité de DBO_5 éliminée dans le biologique par jour : **5744.9** kg DBO_5 / j

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

X_t : Quantité de MVS contenue dans le bassin d'aération par jour ;

$$X_t = X_a \cdot V_{ba}$$

Charge DBO éliminée :

$$L_e = L_0 - L_f$$

où :

$$Q_{O_2} = (0,65 \times 6329.2) + (0,065 \times 3 \times 21097.33) = 8228 \text{ kg } O_2/j$$

$Q_{O_2} = 8228 \text{ kg } O_2/j$

Oxygène en pointe nécessaire / heure :

La quantité journalière d'oxygène doit être fournie en **14heures** par jours

L'apport horaire d'oxygène est de :

$$Q_{O_2 \text{ eff}} = Q_{O_2} / 14$$

$$Q_{O_2 \text{ eff}} = 8228 / 14 = 587.71 \text{ kg } O_2 / h$$

- Puissance d'aération à installer (cas des systèmes d'insufflation d'air fines bulles)

On calcule d'abord le débit d'air à insuffler selon l'expression suivante :

$$Q = Q_{O_2 \text{ eff}} / Rdt \times CGT \times (O_2g/m^3) \times H$$

avec :

Q : Débit d'air en Nm³/h (à 1013 hPa et 273 °K)

CGT : : Coefficient Global de Transfert (0.55 fine bulle)

Rdt : Rendement en eau claire en fine bulle 3,6 à 6,8 % par mètre d'eau

H : hauteur de liquide au-dessus des diffuseurs

O₂g/m³ : Quantité O₂ par mètre cube dans les conditions normales, soit 300 g O₂ par mètre cube d'air

Calcul du débit d'air à insuffler pour deux lignes

Insufflation d'air en fines bulles	Débit d'air (Nm ³ /h)
(CGT = 0,55 ; Rdt = 0,05 ; H = 10 m) ; O ₂ g/m ³ =300 g O ₂ par mètre cube d'air	7123.8

Puissance requise pour le brassage ;

La puissance nécessaire pour le brassage dans le cas de fines bulles varie entre 15-25 W/m³ .

on prend 20W/m³

D'où la puissance totale = 20 x **21097.33** = 421946.6 kw.

VI. 4.2.3. Regard de dégazage :

Afin d'éviter toute les remontées indésirables de boues dans le clarificateur. Un ouvrage de dégazage est nécessaire entre le bassin d'aération et le clarificateur.

Nous adopterons une charge hydraulique de 35 m³/m²/h au débit de pointe en temps sec.

La surface de dégazage est de :

$$S = Q_{pp} / V$$

Avec :

$$Q_{pp} = \text{Débit de pointe en temps sec} = 2163.7 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = \text{charge hydraulique} = 35 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$S = 2163.7 / 35 = 62 \text{ m}^2$$

On adoptera un regard de dégazage ayant les dimensions

Suivants :

$$L = 13.7 \text{ m}$$

$$l = 4,5 \text{ m}$$

$$H (\text{Eau}) = 4,5$$

Temps de séjour :

$$T_s = H / V_{asc} = 4,5/35 = 0,13 \text{ h} = 7,7 \text{ min}$$

V. 4.2.4Décanteur secondaire (clarificateur):

Nous adopterons une vitesse ascensionnelle de 0,8 m/h au débit de pointe temps sec.

La surface du décanteur est : $S = Q_{pp} / V_{asc}$

Q_{max} = Débit de pointe en temps sec

V = charge hydraulique en $m^3/m^2/h$

$$S = 2163.7 / 0,8 = 2704.65 \text{ m}^2$$

$$S = 2704.65 \text{ m}^2$$

L'efficacité de la décantation est liée non seulement à la charge hydraulique, mais aussi au temps de séjour.

Pour que le clarificateur soit performant, il faut au minimum **3 m** de hauteur.

Pour une profondeur de **4m**, le volume du décanteur sera de

$$V = 10818.6 \text{ m}^3$$

Temps de séjour

$$t_s = V / Q_{p_{ts}}$$

$$t_s = 10818.6 / 2163.7 = 5 \text{ h}$$

$$t_s = 5 \text{ h}$$

Nous adopterons deux (02) clarificateurs de volume unitaire

$V_u = 5409.3 \text{ m}^3$ et de surface unitaire $S_u = 1352.325 \text{ m}^2$.

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

Le diamètre unitaire est de :

$$Du = \text{racine}(4 \times Su / \pi) = \text{racine}(4 \times 1352.325 / 3,14) = 41.5 \text{ m.}$$

Tableau V.5 .2: Bilan de charges polluantes dans l'étape de traitement biologique .

polluant	Charge entrante (Kg/j)	Pourcentage d'élimination (%)	Charge éliminé (Kg/j)	Charge sortante (Kg/j)
DBO5	6329.19	90	5744.9	584.3

V. 4.4. Traitement tertiaire :

V. 4.4.1. Filtre à sable :

Le filtre à sable se révèle efficace pour traiter une DCO difficile et éliminer les particules en suspension résiduelles, ce qui permet d'obtenir de l'eau épurée conforme aux normes requises pour une réutilisation en agriculture.

La surface de filtre à sable :

$$S = Q / v$$

$$V = 10 \text{ m/h}$$

$$S = 2163.7 / 10 = 216.37 \text{ m}^2$$

V. 4.4.1.1 Les pertes de charges :

La perte de charge engendrée par le filtre à sable peut être calculée à l'aide de la formule d'Ergun, qui est adaptée au régime d'écoulement. Peu importe le régime d'écoulement, vous pouvez utiliser la formule d'Ergun comme suit [Sabri Ergün, Fluid Flow Through Packed Columns, Chemical Engineering Progress, Vol. 48, 1952] :

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{150 * (1 - \epsilon)^2 * \mu * v}{\epsilon^3 * dp^2} + \frac{1.75 * (1 - \epsilon) * \rho * v^2}{\epsilon^3 * dp}$$

Où :

ΔP : Perte de charge (en mètres) H : Hauteur du lit de sable (en mètres) (1m).

v : Vitesse de filtration (en m/s) .

dp : Diamètre moyen des particules (en mètres).

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

μ : Viscosité dynamique de l'eau à 20°C (en Pa·s)

ε : Porosité initiale du lit.

Tableau V.7 .2: les résultats de filtre à sable.

Paramètres	Unité	Résultats
D	Mm	1
P	kg/m ³	1853
μ	Pa·s	10 ⁻³
ε	ε	0.4
H	M	1
ΔP	M	0.81

V. 4.2.1. Bassin Rayonnement par ultraviolet (UV)

La durée d'exposition nécessaire est très courte, ne dépasse pas une minute. Pour une durée de 30s, le volume du bassin correspondant sera de :

La formule pour calculer la dose d'UV (exprimée en mJ/cm²) est la suivante :

Dose UV = Débit d'eau à traiter (en L/min ou m³/h) x Temps d'exposition (en minutes) x 10 / Transmittance (%)

Dose UV = 13516.7l/min* 1min x 10 / 80% = 1689.5875mJ/cm².

La formule pour calculer l'intensité d'UV (exprimée en mW/cm²) est la suivante :

Intensité UV = Dose de désinfection (mJ/cm²) / Temps de contact (en secondes)

Intensité UV=1689.58/60=28.15mW/cm² .

La formule pour calculer la surface d'exposition aux UV (exprimée en cm²) est la suivante :

Surface d'exposition UV (cm²) = Débit d'eau usée (en L/h) / (Intensité UV requise (en mW/cm²) * Transmission UV de l'eau usée).

Dimensionnement du réacteur UV = 811429.16 l/h / (28.15W/cm² * 0,8) ≈ 36031.5cm².

Volume = 36031cm² x 150 cm = 5404722.5 cm³

Volume = 5404722.5cm³ ÷ 1, 000,000 = 5.40 m³

Effectuez le calcul du temps de rétention en divisant le volume du réacteur par le débit d'eau usée :

Temps de rétention = Volume du réacteur ÷ Débit d'eau usée

Temps de rétention = 5.40 m³ ÷ 811 m³/h

Temps de rétention = 0.007 heures ou 0.4 minutes.

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

La dose effective se calcule en multipliant la transmission UV par la dose de désinfection :

Dose effective = Transmission UV x Dose de désinfection

Dose effective = $0.80 \times 1689.58 \text{ mJ/cm}^2 = 1351.66 \text{ mJ/cm}^2$.

La dose cumulée se détermine en multipliant la dose effective par le temps de rétention :

Dose cumulée = Dose effective x Temps de rétention

Dose cumulée = $1351.66 \text{ mJ/cm}^2 \times 0.4 \text{ minutes}$

Dose cumulée = 540.66 mJ/cm^2 .

Capacité de désinfection par lampe = $48,000,000 \text{ mJ/s} \times 0.80 = \mathbf{38,400,000 \text{ mJ/s}}$

Débit d'eau traité par lampe = $38,400,000 \text{ mJ/s} / \mathbf{1689.5 \text{ mJ/cm}^2} = \mathbf{227.2 \text{ cm}^2/\text{s}}$

, $227.2 \text{ cm}^2/\text{s} \times 0.036 = 8.1 \text{ m}^3/\text{h}$.

Nombre de lampes = $811 \text{ m}^3/\text{h} / 8.1 \text{ m}^3/\text{h} = 100$.

Tableau V.7 .2: Bilan de charges polluantes dans l'étape de traitement tertiaire.

polluant	Charge entrante (Kg/j)	Pourcentage d'élimination (%)	Charge éliminé (Kg/j)	Charge sortante (Kg/j)
DBO5	584.3	40	233.72	350.58
DCO	3171.32	60	1902.792	1268.52
MES	3894.9	90	3505.41	389.49

V.4.4.3. Caractéristiques des eaux usées a la sortie de la station :

Tableau V.8 : caractéristiques des eaux usées épurée.

	Unite	concentration	valeur	Norme
MES	Mg/l	20	<	30
DCO	Mg/l	65	<	90
DBO5	Mg/l	18	<	30

D'après les résultats finals des caractéristiques des effluents en remarque que les concentrations sont inférieure a les normes donc, on peut utiliser ces eaux épurées dans agriculture.

V. 4.5. Traitement des boues :

V. 4.4.1. Production des boues :

Détermination des boues produites ΔX :

La quantité des boues produites est donnée par la relation suivante :

$$\Delta X_t = a_m \cdot L_e - b \cdot X_t + f \cdot X_d + X_{\min} - X_{\text{eff}}$$

Avec :

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (kg MVS / kg DBO₅) = 0,655

L_e : DBO₅ éliminé = **5744.9** kg DBO₅ / j

b : Coefficient de dégradation endogène = 0,04

X_t : Quantité de MVS contenue dans le bassin d'aération = $X_a \cdot V_{ba}$

f : Facteur de la quantité organique non biodégradable

X_d : Fraction organique non biodégradable = 0,3 x 0,6 MES

X_{eff} : Quantité de MES qui sort avec l'effluent = 30 mg/l

X_{\min} : Fraction minérale dans les MES = 0,4 MES

$$a_m \cdot L_e = 0,655 \times 5744.9 = 3762.9 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

$$b \cdot X_t = 0,04 \times 21097.33 \times 3 = 2531.7 \text{ kg/j}$$

$$f \cdot X_d = 0,3 \times 0,6 \times 6329.2 = 1139.3 \text{ kg/j}$$

$$X_{\min} = 0,4 \times 6329.2 = 2531.7 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 30 \times 10^{-3} \times 19474.3 = 0,03 \times 19474.3 = 584.23 \text{ kg/j}$$

D'où :

$$\Delta X_t = 4318 \text{ kg/j}$$

la quantité des boues produites $\Delta X_t = 4318 \text{ Kg/j}$

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

a)-Purge du clarificateur secondaire :

D'après la note de calcul du traitement biologique, nous avons une

Production totale de boues biologiques de 4318 kg/j

La concentration au fond prise après 2 heures d'épaississement (arrêt nocturne de 4 heures de l'alimentation) étant de **8 g/l en MES** totales, nous obtenons un volume d'excès de boues par jour de :

$$Q_w = 4318 / 8 = 540 \text{ m}^3/\text{j}$$

b)-Age des boues :

Celui-ci est considéré comme l'un des facteurs fondamentaux pour le calcul, le contrôle et le fonctionnement des boues activées, il est égal à la quantité de MVS contenu dans l'aérateur sur la quantité de boues activées produites par jour.

$$A_g = X_a \cdot V_a / \Delta X$$

$$A_g = 3 \times 21097.33 / 4318 = 14.65 \text{ j}$$

On aura donc un âge de boues

$$A_g = 14.65$$

c)-Recirculation des boues

Le taux de recirculation est obtenu par la formule suivante :

$$r = \frac{\left[\frac{V}{Q \cdot \theta} - 1 \right]}{\left[1 - \frac{X_r}{X_t} \right]}$$

Avec :

V : Volume du réacteur (m^3) = 21097.33 m^3

Q : Débit journalier arrivant à la STEP (m^3/j) = 19474,3 m^3/j

Θ : Age des boues (j) = 14.65j

X_r : Concentration en MES dans le réacteur : 5 Kg/m^3

X_f : Concentration en MES dans le clarificateur : 8 Kg/m^3

D'où :

$$r = \frac{\left[\left(\frac{21098.33}{19474.3 * 14.65} \right) - 1 \right]}{\left[1 - \frac{8}{5} \right]}$$

$$r = 154 \%$$

d)-Débit de recirculation des boues

$$Q_r = r \cdot Q_j$$

$$Q_r = 1,46 \times 19474,3 = 28432,5 \text{ m}^3/j = 1184,7 \text{ m}^3/h.$$

V. 4.5.2. Epaissement :

La surface de l'ouvrage est donnée par la formule suivante : $S = \Delta X_t / C_s$

La charge spécifique C_s est comprise entre 25 et 30 $kg.MS / m^2.j$

$$\text{Pour } C_s = 25 \text{ kg.MS/ m}^2. j \text{ on a } S_2 = 4318 / 25 = 172.72m^2$$

$$C_s = 30 \text{ kg.MS/ m}^2. j \text{ on a } S_2 = 4318 / 30 = 144m^2$$

On prend alors une surface égale à 172.72 m^2

Nous adopterons un (01) épaisseur de surface unitaire = 172.72 m^2

a)-Calcul du diamètre :

$$D_U = \text{racine} (4 \times S / \pi) = \text{racine} (4 \times 144 / 3,14) = \mathbf{13.6} \text{ m, soit } 13.6 \text{ m}$$

Pour une hauteur cylindrique de 3,5 m, le volume de l'épaisseur sera de :

$$V = 604.52m^3.$$

b)-Calcul du débit des boues à la sortie de l'épaississeur :

Les boues atteindront une concentration de l'ordre de 45 à 70g/l ce que donnent un débit de la boue à la sortie de l'épaississeur

$$Q_b = 4318 / 60 = 72 \text{ m}^3/\text{j}$$

Digesteur :

Afin de réduire le volume des boues tout en augmentant leur concentration, les boues épaissies entrent dans le digesteur avec une concentration de 80 g/l.

Debit des boues arrivant au degesteur :

$$Q_b = DXt / 80 = 54 \text{ m}^3/\text{j}$$

Temps de séjour :

$$T_s = 175 * 10^{(-0.03 * T)}$$

Avec $T = 30^\circ\text{C}$

Donc on obtient : $T_s = 22$ jours

Volume du digesteur :

$$V = Q_b * T_s = 54 * 22 = 1188 \text{ m}^3.$$

Surface du digesteur :

$$S = V / H = 1188 / 6 = 198 \text{ m}^2.$$

Diametre de digesteur :

$$D = 16 \text{ m}.$$

Les résultats de dimensionnement de digesteur :

Tableau 1: Les résultats de dimensionnement de digesteur.

Paramètre	Unité	Valeur
Le débit des boues arrivant au digesteur (Qb)	m^3/j	54
Le temps de séjour	Jours	22
La hauteur de digesteur	m	6
Le volume de digesteur	m^3	1188
La surface horizontale de digesteur	m^2	198
Le diamètre de digesteur	m	16

V4.4.3 Déshydratation mécanique par filtre à bande :

C'est une technique de plus en plus utilisée qui permet une mécanisation poussée des opérations successives. Elle met en oeuvre essentiellement le filtre à bandes qui est constitué par deux toiles filtrantes en tissu synthétique qui entre des passent entre des rouleaux de pressions et assurent une augmentation continue de la déshydratation. Nous retiendrons une solution filtre à bandes.

Siccité après déshydratation : 18% à 23%

Débit de boue à la sortie de l'épaississeur : 72 m³/j

Quantité de boue à traiter par jour : 4318 kg/j

Durée de fonctionnement retenue : 12 h/j pendant 7j/7

Capacité d'alimentation hydraulique : $72 / 12 = 6 \text{ m}^3/\text{h}$

Capacité d'alimentation massique : $4318 / 12 = 360 \text{ kgMS/h}$

La quantité de boues extraites de déshydratation est égale à :

$Q_b = 360 / 200 = 1.8 \text{ m}^3/\text{h}$, soit 37 m³/j

Nombre de filtres à bandes : 02

La capacité de filtration est de 270 kg MS/h/m

Largeur de la bande = Quantité de boue à traiter par heure / (capacité de filtration x Nombre de filtre bande)

Largeur = $360 / (270 \times 2) = 0,67$

Nous préconisons l'utilisation de trois (02) filtres à bandes d'une largeur de 2 m

Filtrats des filtres à bandes = $(10,13 - 3,04) \times 12 = 85,08 \text{ m}^3/\text{j}$

V. 4.5.4. Système de dosage du polymère des filtres à bandes :

Pompes d'injection de polymère

Débit traité = 360 kgMS/hr

Dose = 5 g / kg MS

Dilution = 0.5 %

Densité = 1.01 kg / L

Temps de fonctionnement = 12 hrs

Chapitre V : Dimensionnement de l'extension de la STEP de Chenoua

$$\text{Consommation journalière} = \text{Dosage} \times \text{kg DS} = 0.005 \times 360 \times 12 = 21.6 \text{ kg/j}$$

$$\begin{aligned} \text{Dose horaire} &= \frac{\text{Consommation journalière}}{\text{Densité} \times \text{Dilution} \times \text{heure de forçonnemnt}} \\ &= \frac{21.6}{1.01 \times 0.5\% \times 12} = 356.5 \text{ L/h} \end{aligned}$$

$$\text{Pompe de dosage adopté} = 601.65 \text{ LPH (70\% de la capacité de la pompe)}$$

$$\text{Nombre de pompes d'injection de polymère} = 03$$

$$\text{Capacité de la pompe} = 356.5 / 0.7 \times 3 = 286.5 \text{ L/h}$$

$$\text{Capacité de la pompe adoptée} = \mathbf{170 \text{ L/h}}$$

Conclusion :

Après estimation des débits nécessaire on a dimensionné tous les ouvrages de la future station d'épuration, cette station sera produite des eaux à haute qualité suivants les normes de la réutilisation en agriculture.

Cette eau sera réutilisé dans le domaine agricole dans les périmètres locale de chenoua .

Chapitre VI : Réutilisation des eaux usées épurées en irrigation

VI.1. Introduction :

Le fondement essentiel de la réutilisation agricole de l'eau réside dans la nécessité d'appliquer un traitement adéquat aux eaux usées municipales afin d'atteindre un niveau de qualité spécifique adapté à l'usage prévu. Il convient de noter que, en plus des avantages bien établis, l'utilisation d'eau recyclée pour l'irrigation peut également présenter des répercussions négatives sur la santé publique et l'environnement, lesquelles dépendent du degré de traitement, des conditions locales et des pratiques d'irrigation. Toutefois, il est important de souligner que les connaissances scientifiques existantes, les retours d'expérience et les meilleures pratiques permettent d'atténuer les risques grâce à une planification minutieuse, au choix judicieux des technologies et à une gestion rigoureuse des méthodes d'irrigation.

VI.1. Faisabilité de l'irrigation par les eaux usées épurées

VI.1.1. Les principaux avantages de l'irrigation :

- Réduction de la demande en eau conventionnelle.
- Évitement d'investissements coûteux pour la collecte et le stockage des eaux de ruissellement.
- Amélioration de la qualité de l'eau en aval des sites de déversement des eaux usées (rivières, lacs et zones côtières).
- Promotion des activités touristiques.
- Établissement d'une connexion supplémentaire entre les zones urbaines et rurales.
- Augmentation de la production agricole.
- Réduction de la nécessité d'utiliser des engrais commerciaux.
- Réduction des coûts de traitement de l'eau pour les utilisateurs en aval. [18]

VI.1.2. Les principales contraintes de l'irrigation :

- Problèmes de santé humaine et animale liés à une mauvaise utilisation des eaux usées ou recyclées.
- Manque d'incitations et de réglementations pour une meilleure utilisation des eaux usées.
- Nécessité d'un développement plus approfondi et méticuleux des projets d'irrigation de ce type (analyses techniques et économiques).
- Complexité fréquente des caractéristiques des eaux usées.

- Difficultés de vente sur le marché pour certaines cultures.
- Problèmes d'acceptabilité sociale.
- Possibilité d'impact négatif des eaux recyclées sur les sols et les cultures.
- Souvent, les ressources en eau pour l'agriculture sont subventionnées, ce qui fausse l'analyse des coûts des eaux recyclées.
- Parfois, les coûts de traitement des eaux usées peuvent être élevés.
- Le revenu de l'agriculture est souvent incertain malgré des coûts fixes de traitement constants.

Pour les consommateurs, les travailleurs et les manipulateurs :

- Toutes les cultures destinées à la consommation humaine sans cuisson et cultivées en contact avec les eaux recyclées (comme la laitue, les carottes, etc.).
- Irrigation par aspersion, quelle que soit la culture, à moins de 100 mètres des zones résidentielles ou des lieux publics. [18]

VI.2. Normes de qualité des eaux usées en vue de leur utilisation en irrigation :

La qualité de l'eau destinée à l'irrigation revêt une importance cruciale, car elle influe sur la productivité des cultures, la préservation de la fertilité du sol et la protection de l'environnement. Les caractéristiques physiques et chimiques du sol, notamment sa structure, sa stabilité agrégative et sa perméabilité, sont très sensibles aux types d'ions échangeables présents dans l'eau d'irrigation.

Pour évaluer précisément la qualité requise de l'eau destinée à l'irrigation, une analyse chimique en laboratoire est généralement nécessaire. Les facteurs les plus significatifs qui déterminent la qualité de l'eau pour l'agriculture comprennent les éléments suivants :

- Le pH
- Le risque de salinité
- Le risque de sodium (exprimé par le Sodium Adsorption Ratio ou SAR)
- Les carbonates et bicarbonates en relation avec les concentrations de calcium et de magnésium
- Les autres éléments en traces
- Les anions toxiques
- Les éléments nutritifs
- Le chlore libre

La salinité :

Dans de nombreux pays, l'eau utilisée pour l'approvisionnement municipal est généralement de faible salinité, mais en périodes de pénurie d'eau, la salinité peut devenir un problème. Les problèmes potentiels sont liés aux niveaux de sels totaux, au type de sels présents et à la concentration excessive d'un ou de plusieurs éléments. La salinité de l'eau est généralement mesurée en termes de TDS (Total Dissolved Solids) ou de conductivité électrique.

Le SAR (Sodium Adsorption Ratio) :

Le SAR est calculé en fonction des concentrations en sodium, calcium et magnésium dans l'eau. Une concentration élevée en ions sodium peut affecter négativement la perméabilité du sol en provoquant la dispersion des particules de sol. Le remplacement du calcium et du magnésium par le sodium dans le complexe d'échange du sol entraîne cette dispersion.

Carbonates et bicarbonates :

Les ions carbonate et bicarbonate, lorsqu'ils se combinent avec le calcium ou le magnésium, ont tendance à précipiter sous forme de carbonate de calcium (CaCO₃) ou de carbonate de magnésium (MgCO₃) en période de sécheresse. Une diminution de la concentration de calcium et de magnésium peut entraîner une augmentation du pH de l'eau.

Métaux lourds :

Bien que les métaux lourds et les oligoéléments ne soient généralement pas un obstacle à la réutilisation de l'eau usée, il est fortement recommandé de les analyser avant la première irrigation et de surveiller régulièrement leurs concentrations, car des niveaux élevés peuvent influencer le système sol-plante

Tableau VI.1: Recommandations de la FAO concernant la qualité de l'eau pour l'irrigation.

Directives de la FAO pour les eaux destinées à l'irrigation		
Paramètre de l'eau	Unité	Valeurs limites souhaitées
Teneur en sel		
Conductivité	µS/cm	3000
Total sel dissous	mg/l	2000
TDS		
Cations et Anions		
Calcium	mg/l	400
Magnésium	mg/l	60,75
Sodium	mg/l	920
Carbonates	mg/l	3
Bicarbonates	mg/l	610
Chlorures	mg/l	1065
Eléments nutritifs		

Nitrates	mg/l	45
Ammonium	mg/l	6,50
Phosphate	mg/l	6,20
Potassium	mg/l	2
Divers	Divers	Divers
Bore	mg/l	2
Acidité		
Coeff, d'absorption de Sodium	meq/l	15

VI.3. Analyse chimique de l'eau :

Selon la FAO (1995), les paramètres chimiques de qualité qui peuvent être surveillés régulièrement ou périodiquement par les agriculteurs ou les autorités officielles comprennent :

- **EC_w** : la conductivité électrique, exprimée en $\mu\text{S}/\text{m}$ et mesurée à 20°C. Il s'agit généralement du paramètre le plus couramment mesuré, en particulier dans les régions arides et semi-arides, car il permet d'estimer la concentration totale de sels solubles dans l'eau. La salinité est essentielle pour déterminer le système de culture et la gestion des terres irriguées avec de l'eau usée.

Dans notre cas, notre conductivité permet de classer les eaux en fonction du Tableau VII.2. Pour un usage agricole, quatre (04) classes d'eau sont définies, comme indiqué dans le Tableau VII.2.

Tableau VII.2: Classification des eaux en fonction de leur conductivité.

Classement des eaux selon conductivité		
Classe de salinité	Conductivité CE ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	Observations
Classe 1 (C1)	$0 < \text{CE} < 250$	- Eaux utilisables pour l'irrigation de la plupart des cultures et sur la plupart des terrains avec peu de chance d'apparition de salinité dans le sol
Classe 2 (C2)	$250 < \text{CE} < 750$	- Nécessite un léger lessivage.
Classe 3 (C3)	$750 < \text{CE} < 2250$	- Eaux utilisables pour les sels à drainage restreint. - Des pratiques spéciales de contrôle de la salinité peuvent être nécessaires - Les cultures doivent avoir une bonne tolérance aux sels

Classe 4 (C4)	CE>2250	<p>- Eaux inutilisables normalement pour l'irrigation. Exceptionnellement, elles peuvent être utilisées pour des sols très perméables avec un bon drainage et l'eau d'irrigation appliquée en excès pour assurer un fort lessivage. -Les cultures doivent avoir une très bonne tolérance aux sels</p>
---------------	---------	---

Source : (FOA ,1995)

Selon les données du Tableau VII.2 il est observé que la CE_w est inférieure à 2250 µS/cm, ce qui classe les eaux épurées de la station d'épuration de chenoua dans la catégorie 3 (C3).

Certains cations et anions tels que Ca, Mg, Na, CO₃, HCO₃, SO₄, Cl sont essentiels à surveiller dans l'eau usée en irrigation. Pour certains d'entre eux, une surveillance initiale suivie de mesures périodiques est suffisante, car leur concentration évolue lentement. Cependant, des ions comme le bore doivent être surveillés régulièrement, en particulier s'ils sont présents dans les détergents utilisés.

Un paramètre clé à considérer est le rapport d'adsorption du sodium (SAR), largement utilisé pour évaluer les modifications physico-chimiques du sol. Le SAR est calculé selon la formule :

$$SAR = Na^{2+} / [(Ca^{2+} + Mg^{2+}) / 2]^{1/2} .$$

Dans notre cas, les concentrations ioniques sont exprimées en méq/l : Na²⁺ = 4.48mg/l, Ca²⁺ = 5.66mg/l, Mg²⁺ = 5.15 mg/l, donc :

$$SAR = 1.9.$$

Selon la valeur du SAR, les eaux peuvent être classées en utilisant le Tableau VII.3:

Tableau VI.3: Catégorisation des eaux en fonction de leur indice de Sodium Adsorption Ratio (SAR)

Classe d'Alcalinité		Observations
S1	SAR<10	L'irrigation avec de l'eau contenant de faibles concentrations de sodium peut être réalisée sur la plupart des types de sols sans le risque d'alcalinisation.
S2	10<SAR<18	Les eaux contenant une quantité moyenne de sodium, peuvent présenter quelques difficultés dans les sols à texture fine, à moins qu'il n'y ait du gypse dans le sol. Ces eaux peuvent être utilisées sur des sols à texture grossière ou sur des sols organiques qui absorbent bien l'eau
S3	18<SAR<26	Les eaux contenant une quantité de sodium élevée peuvent provoquer des difficultés dans la plupart des sols et ne peuvent être employées qu'avec des précautions spéciales bonnes drainage, lessivage important et addition de matières organiques
S4	SAR<26	Les eaux contenant une quantité très élevée de sodium sont généralement impropres à l'irrigation sauf pour un degré de salinité très faible et si on ajoute du gypse ou autre source de Sa soluble pour améliorer le bilan ionique

Source : (FOA ,1995)

Chapitre VII : Réutilisation des eaux usées épurées en irrigation.

Avec un SAR inférieur à 10, nous pouvons conclure, en référence au Tableau VII.3, que ces eaux appartiennent à la classe S1.

Suite à cette analyse, nous pouvons maintenant procéder à la classification finale des eaux d'irrigation à l'aide du Tableau VII.4.

Tableau VI.4: Classification complète des eaux d'irrigation.

Classification complète des eaux d'irrigation		
Classe	Qualité	Observations
C1-S1	Bonne	Utilisation prudente recommandée pour les plantes.
C1-S2 C2-S1	Moyenne A Bonne	A utiliser avec précaution Nécessité de drainage avec doses de lessivage et/ou apport de gypse.
C2-S2 C1-S3 C3-S1	Moyenne A médiocre	A utiliser avec précaution dans les sols lourds mal drainés et pour les plantes sensibles (arbres fruitiers).
C1-S4 C2-S3 C3-S2 C4-S1	Médiocre A mauvaise	Exclure les plantes sensibles et les sols lourds utilisables avec beaucoup de précaution dans les sols légers et bien drainés avec des doses de lessivage et/ou apport de gypse.
C2-S4 C4-S2 C3-S3	Mauvaise	A n'utiliser qu'avec beaucoup de précaution que dans les sols légers et bien drainés et pour les plantes résistantes. Risques élevés Lessivage et apport de gypse indispensable.
C3-S4 C4-S3	Très Mauvaise	A n'utiliser que dans des circonstances exceptionnelles
C4-S4	Déconseillée pour l'irrigation	

Source : (FOA ,1995)

Selon nos calculs du SAR et de la salinité, nous obtenons une classification C3-S1. Par conséquent, la qualité de l'eau d'irrigation est moyenne à médiocre. Alors, il est recommandé d'utiliser

ces eaux avec précaution, en particulier dans les sols lourds mal drainés et pour les plantes sensibles, telles que les arbres fruitiers.

VI.4. Les choix de culture irriguée :

Dans la région de Tipaza, la culture de l'olivier prédomine et occupe une part significative des terres agricoles. Dans le cadre de notre projet, nous prévoyons de planter des oliviers sur ces terres agricoles et de les irriguer avec les eaux usées traitées provenant de la station d'épuration de la ville de Chenoua.

La conductivité de ces eaux usées se situe entre 1379 et 1872 dS/m. Pour optimiser l'irrigation des oliviers tout en préservant les ressources en eau et en réduisant la pollution du sol, nous avons choisi d'utiliser un système d'irrigation au goutte-à-goutte.

L'espacement entre les arbres d'oliviers est fixé à 7 mètres, ce qui permet une distribution efficace de l'eau et favorise la croissance saine des arbres.

VI.5. Calcul des besoins d'irrigation :

Le besoin en eau d'irrigation se réfère à la quantité d'eau nécessaire pour répondre aux besoins hydriques d'une culture agricole, en complément des précipitations naturelles, afin de permettre une croissance saine et une production optimale. Ce besoin en eau dépend du type de culture, du climat, du sol et d'autres facteurs, et il est généralement exprimé en millimètres (mm) d'eau par unité de temps (souvent par jour ou par saison de croissance). L'irrigation est utilisée pour compenser le déficit en eau lorsque les précipitations ne sont pas suffisantes pour satisfaire les besoins de la culture, et elle contribue ainsi à maintenir ou à augmenter les rendements agricoles.

La formule pour calculer les besoins en eau :

$$B = ETR - (P_{eff} + RFU)$$

Les valeur mensuelle P_{eff} :

Le logiciel CROPWAT est utilisé pour effectuer ce calcul :

Station: Tipaza Eff. rain method: USDA S.C. Method

	Rain	Eff rain
	mm	mm
January	104.2	86.8
February	114.4	93.5
March	99.4	83.6
April	68.8	61.2
May	54.1	49.4
June	18.1	17.6
July	1.4	1.4
August	2.8	2.8
September	22.4	21.6
October	41.7	38.9
November	85.8	74.0
December	80.2	69.9
Total	693.3	600.7

Figure VI.1: Les valeurs de Peff.

Calcul de ETP :

Le logiciel CROPWAT est utilisé pour effectuer ce calcul :

Country: algeria Station: Tipaza
 Altitude: 41 m Latitude: 36.36 °N Longitude: 24.25 °E

Month	Min Temp	Max Temp	Humidity	Wind	Sun	Rad	ETo
	°C	°C	%	m/s	hours	MJ/m²/day	mm/month
January	7.0	16.0	75	4.1	10.0	13.3	59.18
February	7.0	17.0	75	4.1	10.9	17.0	67.08
March	9.0	19.0	33	3.9	12.0	22.1	155.04
April	11.0	21.0	57	3.9	13.2	27.0	148.62
May	14.0	24.0	75	3.3	14.1	30.2	154.80
June	18.0	28.0	80	3.3	14.6	31.4	169.52
July	21.0	31.0	99	3.3	14.4	30.8	159.06
August	22.0	32.0	75	3.3	13.5	28.0	190.03
September	19.0	29.0	57	3.3	12.4	23.6	172.64
October	16.0	25.0	78	3.6	11.2	18.3	105.61
November	11.0	20.0	57	3.9	10.2	14.0	97.16
December	8.0	17.0	65	4.1	9.7	12.1	72.17
Average	13.6	23.3	69	3.7	12.2	22.3	1550.90

Figure VI.2: Les valeurs de ETP.

L'évapotranspiration réelle (ETR) :

L'évapotranspiration réelle (ETR) est calculée en utilisant la formule suivante :

$$ETR = ETP * Kc$$

On Déterminera les besoins en eaux de culture de Olivier:

Tableaux VI.5: Les besoins d'irrigation d'olivier.

MOIS	Peff (mm)	ETP(mm/mois)	Kc	ETR(mm/j)	Bnet(mm/mois)
Janvier	86.8	59.18	0.5	29.59	-57.21
Fevrier	93.5	67.08	0.5	33.54	-59.96
Mars	83.6	155.04	0.5	77.52	-6.08
Avril	61.2	148.62	0.6	89.172	27.972
Mai	49.4	154.8	0.7	108.36	58.96
Juin	17.6	169.52	0.8	135.616	118.016
Juillet	1.4	159.06	0.8	127.248	125.848
Aout	2.8	190.03	0.8	152.024	149.224
Septembre	21.6	172.64	0.7	120.848	99.248
Octobre	38.9	105.61	0.6	63.366	24.466
Novembre	74	97.16	0.6	58.296	-15.704
Decembre	69.9	72.17	0.6	43.302	-26.598
Total	600.7	1550.9		1038.882	438.182

VI.6. Calcul de la Superficie à Irriguer

La dimension du site d'irrigation est déterminée en fonction de sa capacité à irriguer simultanément la surface cultivée. Cela dépend du débit d'eau par hectare disponible ainsi que du débit de la source d'eau. Dans notre cas particulier, nous nous concentrons uniquement sur les mois où les précipitations sont limitées pour estimer la superficie cultivée.

La superficie à irriguer par heure (ha) est calculée en utilisant la formule suivante :

Superficie à irriguer (ha) = Débit d'eau épurée de la station d'épuration / Débit par hectare (m³/ha) Dans calcul, nous prenons en considération le débit du mois de Aout, car c'est pendant cette période que les précipitations sont minimales. Le débit par hectare est de 146.424 m³/ha.

Donc, la superficie totale à irriguer est calculée comme suit :

$$\text{Superficie à irriguer} = \frac{319380.6}{146.424} = 2181.20 \text{ ha}$$

Cela signifie que la superficie à irriguer est d'environ 2181.20 hectares.

VI.7. Conclusion :

L'utilisation des eaux usées traitées à des fins agricoles présente de nombreux avantages, notamment la préservation des ressources en eau et la protection des terres agricoles, en particulier dans les régions à faibles précipitations. Cependant, il est essentiel de réaliser des analyses chimiques approfondies sur ces eaux traitées et de respecter rigoureusement les normes en matière de rejets. Cette approche revêt une importance cruciale pour garantir la sécurité sanitaire des êtres humains et du bétail.

Conclusion générale

Conclusion générale :

En conclusion, cette étude sur le redimensionnement de la Station d'Épuration des Eaux Usées de Chenoua et la réutilisation des eaux épurées à des fins agricoles démontre clairement les avantages environnementaux et économiques de l'utilisation judicieuse des ressources en eau. La région de Chenoua, caractérisée par des précipitations limitées et une pression croissante sur ses ressources hydriques, se trouve confrontée à des défis de taille en matière de gestion de l'eau.

La réutilisation des eaux épurées offre une solution durable pour répondre à ces défis. Grâce à une analyse approfondie des caractéristiques physico-chimiques de l'eau traitée, nous avons pu classer les eaux en fonction de leur qualité, déterminant ainsi les cultures les plus appropriées pour l'irrigation. Cette approche permet d'optimiser l'utilisation de ces eaux, tout en préservant la fertilité du sol et en minimisant les risques pour la santé publique.

Le redimensionnement de la STEP de Chenoua constitue une étape essentielle pour augmenter la capacité de traitement de cette ressource précieuse. Cependant, il est tout aussi important de souligner que la réussite de ce projet repose sur une gestion rigoureuse, le respect des normes environnementales et la sensibilisation des parties prenantes. Il est impératif de maintenir une surveillance continue de la qualité de l'eau et de mettre en place des protocoles d'entretien appropriés pour garantir le bon fonctionnement de la station d'épuration.

Enfin, la réutilisation des eaux épurées à des fins agricoles ne constitue pas seulement une solution efficace pour résoudre les problèmes liés à la disponibilité de l'eau, mais elle contribue également à promouvoir une agriculture durable et à réduire la pression sur les ressources hydriques naturelles. C'est une approche qui mérite d'être encouragée et adoptée plus largement dans d'autres régions confrontées à des problèmes similaires.

En somme, cette étude offre des perspectives positives pour l'avenir de Chenoua en termes de gestion de l'eau, de durabilité agricole et de préservation de l'environnement. Elle souligne l'importance cruciale de l'innovation et de l'adoption de pratiques responsables pour relever les défis complexes auxquels notre société est confrontée en matière de gestion de l'eau.

References :

- [1] Belaid Nabil, 2010, Evaluation des impacts de l'irrigation par les eaux usées traitées sur les plantes et les sols du périmètre irrigué, Thèse de doctorat, université de Limoges, 236 p.
- [2] Ramade, F., (2000). 'Dictionnaire encyclopédique des pollutions' Ed. Science International Paris, page 689.
- [3] Baumont, S., J.P. Camard, A. Lefranc, A. Franconi, Réutilisation des eaux usées épurées : risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France, Observatoire régional de santé d'Ile-de-France, 2000.
- [4] Asano T., 1998, Irrigation with Reclaimed municipal waste water: California Experiences. Options Méditerranéennes. Serie A. Séminaire Méditerranéen 1. Reuse of Low Quality Water for Irrigation in Mediterranean Countries.
- [5] Faby J.A., Brissaud F., L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation, Office International de l'eau, 1997, 76 pages.
- [6] FAO (2003), L'irrigation avec des eaux usées traitées: Manuel d'utilisation. 73 p.
- [7] Cauchi, Hyvrard, Nakache, Schwartzbrod, Zagury, Baron, Carre, Courtois, Denis, Derrat, Larbaigt, Derangere, Martigne, Seguret, la réutilisation des eaux usées après épuration, Techniques, Sciences et Méthodes, 1996, 2, pp: 81-118.
- [8] Hamoda M.F. (2004), Water strategies and potential of water reuse in the south Mediterranean countries, Desalination, 165, pp: 31-41
- [9] Epuration des eaux résiduaires urbaines, eaux usées-municipales, www.degremont.fr.
- [10] Mekhalif Faiza, réutilisation des eaux résiduaires Industrielles épurées comme eau d'appoint Dans un circuit de refroidissement, 2009.
- [11] Faurie. C et al. , 2003, Ecologie, approche scientifique et pratique, Ed: Tec & Doc., 5^{ème} édition, 407 p.

[12] Deshayes M., Guide pour l'établissement des Plans d'Assurance de la Qualité dans le cadre de la réalisation des stations d'épuration de type boues activées en lots séparés, 2008.

[13] Belahmadi M, Seddik O, Etude de la biodégradation du 2,4-dichlorophénol par le microbiote des effluents d'entrée et de sortie de la station d'épuration des eaux usées d'ibn ZIAD, 2011.

[14] Anonyme, procédés extensifs d'épuration des eaux usées, adaptés aux petites et moyennes collectivités, 1991, Waterguide.fr

[15] Hatem. Dhaoudi, Traitement des Eaux Usées Urbaines Les procédés biologiques d'épuration, Université Virtuelle de Tunis, 2008.

[16] Memotec N°24, 2006, l'élimination de la pollution azotée es eaux résiduaires urbaines, www.gls.fr

[17] "Climats et Voyages - Guide Du Climat Mondial." Accessed Mars21, 2023. <https://www.climatsetvoyages.com/>.

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

[1]. Gleick, P. H. (1993). *Water in Crisis: A Guide to the World's Fresh Water Resources*. Oxford University Press.

[2]. Qadir, M., Wichelns, D., Raschid-Sally, L., McCornick, P. G., Drechsel, P., & Bahri, A. (2010). The challenges of wastewater irrigation in developing countries. *Agricultural Water Management*, 97(4), 561-568.

[3]. Asano, T., & Leverenz, H. (2008). Water reclamation technologies for safe managed aquifer recharge. *Water Science and Technology*, 57(7), 969-975.

« Caractéristique des eaux usées et qualité microbiologique ». Consulté le 24 aout 2023.

<https://wikimemoires.net/2019/12/caracteristique-des-eaux-usees-et-qualite-microbiologique/>.

« Programme Solidarité Eau ». s. d. Consulté le 24 septembre 2023. <https://www.pseau.org/>.

Annexes

Annexe 01 :

Les normes de l'entrée selon Décret exécutif n°09-209 du 17 Joumada Ethania 1430 correspondant au 11 Juin 2009 fixant les modalités d'octroi de l'autorisation de déversement des eaux usées autres que domestiques dans un réseau public d'assainissement ou dans une station d'épuration :

N°	PARAMETRES	UNITE	VALEURS LIMITES
1	Température	C°	<30
2	PH	-	5.5-8.5
3	MES	mg/l	600
4	Phosphore total	mg/l	50
5	DCO	mg/l	1000
6	DBO5	mg/l	500

Annexe 02 :

Les normes de sortie selon Décret exécutif n°06-141 du 20 Rabie El Aouel 1427 correspondant au 19 Avril 2006 définissant les valeurs limites des rejets d'effluents liquides industriels :

N°	PARAMETRES	UNITE	VALEURS LIMITES	TOLERANCE AUX VALEURS LIMITES ANCIENNES INSTALLATIONS
1	Température	C°	30	30
2	PH	-	6.5-8.5	6.5-8.5
3	MES	mg/l	35	40
4	Phosphore total	mg/l	10	15
5	DCO	mg/l	120	130
6	DBO5	mg/l	35	40

Annexe 03:

Limites recommandées en éléments traces dans les eaux usées épurées destinées à l'irrigation

Constituent	Utilisation à long terme ^b (mg/l)	Court terme ^c (mg/l)
Aluminium	5.0	20.0
Arsenic	0.10	2.0
Béryllium	0.10	0.5
Bore	0.75	2.0
Cadmium	0.01	0.05
Chrome	0.1	1.0
Cobalt	0.05	5.0
Cuivre	0.2	5.0
Fluor	1.0	15.0
Fer	5.0	20.0
Plomb	5.0	10.0
Lithium	2.5	2.5
Manganèse	0.2	10.0
Molybdène	0.01	0.05
Nickel	0.2	2.0
Sélénium	0.02	0.02
Vanadium	0.1	1.0
Zinc	2.0	10.0

^a Adapté de: Académie nationale des sciences - National Academy of Engineering (1973)

^b Pour l'eau utilisée sans interruption sur tous les sols

^c Pour l'eau utilisée pendant une période d'au plus 20 ans sur des sols de texture fine, neutres ou alcalins

Annexe 05:

Les cultures irriguées en eaux de rejets (adapté de FAO, 2015)

Conductivité électrique de l'eau d'irrigation (dS/m, et mg/l)*						
Salinité (mg/l)	<2	2-3	3-4	4-5	5-7	>7
Conductivité (dS/m)	<1280	1280-1920	1920-2560	2560-3200	3200-4480	>4480
Les cultures irriguées	Citrus	Figues	Sorgho	Soja	Carthame	Coton
	Pommes	Olives**	Arachide	Palmier dattier***	Blé	Orge
	Pêche	Brocoli	Riz	Phalaris aquatique	Betterave sucrière	Agropyre
	Raisins		Tomates	Betteraves	Trèfle	Rye Grass
	Fraise		Concombre	Fétuque	Artichauts	Orge des rats
	Pommes de terre			Cantaloup	Chiendent pied de poule	

Annexe 06:

Paramètres		Unité	ConcentrationMax
Physiques	pH	-	6.5 ≤ pH ≤ 8.5
	MES	mg/l	30
	CE	ds/m	3
	InfiltrationleSAR=0-3 CE		0.2
	3-6		0.3
	6-12	ds/m	0.5
	12-20		1.3
Chimiques	20- 40		3
	DBO5	mg/l	30
	DCO	mg/l	90
	Cl	meq/l	10
	NO3-N	mg/l	30
	HCO3	meq/l	8.5
	Aluminium	mg/l	20.0
	Arsenic	mg/l	2.0
	Béryllium	mg/l	0.5
	Bore	mg/l	2.0
	Cadmium	mg/l	0.05
	Chrome	mg/l	1.0
	Elements Toxiques	Cobalt	mg/l
Cuivre		mg/l	5.0
Cyanures		mg/l	0.5
Fluor		mg/l	15.0
Fer		mg/l	20.0
Phénols		mg/l	0.002
Plomb		mg/l	10.0
Lithium		mg/l	2.5
Manganèse		mg/l	10.0
Mercure		mg/l	0.01
Molybdène		mg/l	0.05
Nickel		mg/l	2.0
Selenium		mg/l	0.02
Vanadium		mg/l	1.0
Zinc		mg/l	10.0