

المدرسة الوطنية العليا للري Higher National School of Hydraulic

المكتبة The Library

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري Digital Repository of ENSH



The title (العنوان):

Conception d'une station d'épuration des eaux usées de la ville de Rahouia Tiaret en vue de leur réutilisation a l'irrigation.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 3-0001-22

APA Citation (APA توثيق):

Abdallaoui, Meriem (2022). Conception d'une station d'épuration des eaux usées de la ville de Rahouia (w. Tiaret) en vue de leur réutilisation à l'irrigation. [Mémoires d'ingénieur, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم لإنتاج لأساتذة باحثي المدرسة

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (طروحات، مطبوعات، مباحث، مقالات الدوريات، كتب...) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا .

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Réutilisation Des Eaux Non Conventionnelles

THEME :

**CONCEPTION D'UNE STATION D'EPURATION DES EAUX
USEES DE LA VILLE DE RAHOUIA TIARET EN VUE DE
LEUR REUTILISATION A L'IRRIGATION**

Présenté par :

ABDALLAOUI Meriem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mme.AMMOUR Fadhila	M.A.A	Président
Mme.SADOUNE Samra	M.C.B	Examineur
Mme.TAFAT Leila	M.A.A	Examineur
Mr KOLIAI Djafar	Associé	Examineur
Mme.MEDJDOUB LEULMI Sonia	M.C.B	Promoteur

Session juillet 2022



REMERCIEMENT

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et qui m'ont aidée lors de la rédaction de ce mémoire.

En tout premier lieu, je remercie le bon Dieu, tout puissant, de m'avoir donné la force pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.

Je remercie également toute l'équipe pédagogique de l'école de ENSH et les intervenants professionnels responsables de ma formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

Je tiens à témoigner toute ma reconnaissance aux personnes suivantes, pour leur aide dans la réalisation de ce mémoire :

Monsieur BELADJAL Samir qui m'a beaucoup appris sur les défis à relever dans le domaine d'hydraulique. Il a partagé ses connaissances et expériences dans ce milieu, tout en m'accordant sa confiance.

Je tiens à remercier Mme LEULMI,; pour sa gentillesse, ses conseils précieux, ses commentaires efficaces, ses remarques. Un grand merci de m'avoir donné la chance d'être votre étudiante et de réaliser ce travail.

Nous présentons aussi nos remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de

près ou de loin à la réalisation de ce travail.





Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père Ali.

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse: mon adorable mère Yamina.

A mes chères sœurs Fatima et khadidja et mon frère Abdelaziz qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A mes grands-mères, mes oncles et mes tantes. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A tous les cousins, les voisins et les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant.

Merci pour leurs amours et leurs encouragements.



TABLES DE MATIERES

DEDICACE

REMERCIEMENT

LISTE DE FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

Liste des planches

LISTES DES FIGURES.....	6
CHAPITRE II : EPURATION DES EAUX USEES.....	6
CHAPITRE III: RECUEIL DE DONNEES DE BASE	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
LISTES DE TABLEAUX.....	6
CHAPITRE III: RECUEIL DE DONNEES DE BASE	6
CHAPITRE VI : LA REUTILISATION DES EAUX USEES EN ALGERIE	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
I. CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES EAUX USEES	4
I.1 DEFINITION	4
I.2 ORIGINE DES EAUX USEES	4
I.2.1 <i>Origine industrielle</i>	4
I.2.2 <i>Origine domestique</i>	5
I.2.3 <i>Origine agricole</i>	6
I.3 CARACTERISTIQUES DES EAUX USEE	6
I.3.1 <i>Paramètres Physiques</i>	7
I.3.2 <i>Paramètres Organoleptiques</i>	7
I.3.3 <i>Paramètres Chimiques</i>	8
I.3.4 <i>Paramètres Bactériologiques</i> :.....	11
II. CHAPITRE II : EPURATION DES EAUX USEES.....	16
II.1 INTRODUCTION.....	16
II.2 LES METHODES CLASSIQUES DE TRAITEMENTS	16
II.2.1 <i>Les prétraitements</i>	17
II.2.2 <i>Le traitement primaire</i>	18
II.2.3 <i>Le traitement secondaire</i>	19
II.2.4 <i>Le traitement tertiaire</i> :.....	20
II.2.5 <i>Le traitement des boues</i>	21
II.2.6 <i>Incinération des boues</i>	23
II.3 CONCLUSION.....	24
III. CHAPITRE III : LA REUTILISATION DES EAUX USEES EN ALGERIE	26

III.1	CONTEXTE GENERAL	26
III.2	SITUATION DE L'IRRIGATION EN ALGERIE	26
III.3	SITUATION DE LA REUTILISATION DES EAUX USEES EN ALGERIE.....	26
III.4	ANALYSE DE L'ASPECT INSTITUTIONNEL ET LEGISLATIF.....	27
III.4.1	<i>aspect et législatif</i>	27
III.4.2	<i>Liste des cultures autorisées</i>	27
III.4.3	<i>Aspect institutionnel</i>	31
III.5	ASPECT ENVIRONNEMENTAL.....	31
III.6	L'ASSAINISSEMENT	31
III.7	TRAITEMENT ET VALORISATION DES EAUX USEES , L'ENJEU PERTINENT.....	32
III.8	CONCLUSION	36
IV.	CHAPITRE III: RECUEIL DE DONNEES DE BASE.....	39
IV.1	INTRODUCTION.....	39
IV.2	DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDES	39
IV.2.1	<i>Situation administrative</i>	39
IV.2.2	<i>Situation géographique</i>	39
IV.2.3	<i>Caractéristiques physique de la ville de RAHOUIA</i>	41
IV.3	LA STRUCTURE DE LA VILLE ET SON DEVELOPPEMENT	42
IV.4	DETERMINATION DE L'ORIGINE DES EAUX USEES.....	43
IV.4.1	<i>Etude démographique</i>	43
IV.4.2	<i>Infrastructures socio-économiques</i>	45
IV.4.3	<i>Inventaire des industries existantes et projetées</i>	48
IV.5	RESSOURCES HYDRIQUES.....	49
IV.5.1	<i>Alimentation en eau potable</i>	49
IV.5.2	<i>Ouvrage de stockage</i>	49
IV.5.3	<i>Dotation</i>	50
IV.6	CONSOMMATION EN EAU POTABLE.....	53
IV.6.1	<i>Consommation en eau potable de la ville de RAHOUIA</i>	53
IV.7	ASSAINISSEMENT	55
IV.8	ESTIMATION DU DEBIT DES EAUX USEES	56
IV.9	LE MILIEU RECEPTEUR.....	57
IV.10	LE SITE D'IMPLANTATION	57
IV.11	.L'ETUDE DES CULTURES AGRICOLE DE LA REGION.....	58
IV.12	CONCLUSION :.....	61
V.	CHAPITRE V : ETUDE DE PROCEDE D'EPURATION DE LA VILLE	63
V.1	INTRODUCTION.....	63
V.2	CRITERES DE CHOIX DU TYPE DE PROCEDE D'EPURATION DES EAUX USEES URBAINES A ADOPTER:	63
V.2.1	<i>Les lits bactériens</i> :	63
V.2.2	<i>Les disques biologiques</i> :	64
V.2.3	<i>Les boues activées</i> :	64
V.3	DESCRIPTION DES VARIANTES PROPOSEES :	67
V.3.1	<i>Description de la variante I "Boues activées en aération prolongée"</i>	67
V.3.2	<i>Description de la variante II "Boues activées à moyenne charge"</i>	70

V.4	CALCUL DES DEBITS DES EAUX USEES URBAINES ET DES CHARGES POLLUANTES (DBO, MES .NTK)	71
V.4.1	<i>Débit journalier des eaux usées (Q_j)</i> :	71
	<i>Débit moyen horaire (Q_h)</i> :	72
V.4.2	<i>Débit moyen diurne (Q_d)</i> :	72
V.4.3	<i>Débit de pointe par temps sec (Q_{ps})</i> :	72
	<i>Il correspond à l'expression $Q_{ps} : C_{ps} \times Q_m$</i>	72
V.4.4	<i>Débit de pointe en temps de pluie</i>	73
V.5	CHARGES EN DBO ₅	74
V.6	CHARGES EN MES.....	74
V.7	CHARGE EN AZOTE.....	74
V.8	DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE LA FUTURE STATION D'EPURATION :	75
V.8.1	<i>Notes de calcul de la variante I "Boues activées à faible charge"</i>	75
V.8.2	<i>Note de calcul de la variante II "Boues activées moyenne charge"</i>	106
V.9	ESTIMATION DES COUTS DES EQUIPEMENTS, DU GENIE-CIVIL ET D'EXPLOITATION POUR LES DEUX VARIANTES PROPOSEES.....	129
V.9.1	<i>Procédé par boue activée à faible charge (Aération prolongée)</i> :	129
V.9.2	<i>Procédé par boues activées à moyenne charge</i> :	130
V.10	CONCLUSION.....	131
VI.	CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE	133
VI.1	INTRODUCTION.....	133
VI.2	DEVERSOIR D'ORAGE.....	133
VI.2.1	<i>Types de déversoir d'orage</i>	133
VI.2.2	<i>Dimensionnement du déversoir d'orage</i>	134
VI.2.3	<i>Dimensionnement du puisard rectangulaire</i>	136
VI.2.4	<i>.La conduite de refoulement</i>	137
VI.2.5	<i>.Calcul de la hauteur manométrique de la pompe</i>	138
VI.2.6	<i>Choix de la pompe</i>	139
VI.3	PROFIL HYDRAULIQUE.....	139
VI.3.1	<i>. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages</i>	140
	CONCLUSION GENERALE	147

LISTES DES FIGURES

Chapitre II : Epuration des eaux usées

FIGURE II-1 SCHEMA DE FONCTIONNEMENT D'UNE STATION D'EPURATION A BOUES ACTIVEES	17
FIGURE II-2 SCHEMA EXPLICATIF DU PROCESSUS DE NITRIFICATION	19
FIGURE II-3 SCHEMA EXPLICATIF DU PROCESSUS DE DENITRIFICATION	20
FIGURE II-4 SCHEMA DE FONCTIONNEMENT D'UN EPAISSISSEUR.....	22
FIGURE II-5 PRESENTATION DE SYSTEME D'INCINERATION DES BOUES	24

CHAPITRE IV: RECUEIL DE DONNEES DE BASE

FIGURE IV-1: CARTE DE LA SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA VILLE DE RAHOUIA	40
FIGURE IV-2: BASSIN VERSANT D'OUED MALHA.....	42
FIGURE V-1: SCHEMA DE PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE LA VARIANTE 1	69
FIGURE V-2: SCHEMA DE FONCTIONNEMENT DE LA VARIANTE 2.....	71

Chapitre V : Calcul hydraulique

FIGURE VI-1: SCHEMA D'UN DEVERSOIR D'ORAGE TYPE LATERAL.	134
---	-----

LISTES DE TABLEAUX

Chapitre III: La réutilisation des eaux usées en Algérie

TABLEAU III-1: LISTE DES CULTURES POUVANT ETRE IRRIGUEES AVEC DES EAUX USEES EPUREES.....	28
TABLEAU III-2: RECOMMANDATIONS MICROBIOLOGIQUES POUR LA REUE EN AGRICULTURE.	29
TABLEAU III-3: RECOMMANDATIONS PHYSICO-CHIMIQUES POUR REUE EN AGRICULTURE. .	30

CHAPITRE IV: RECUEIL DE DONNEES DE BASE

TABLEAU IV-1:ÉVALUATION DE LA POPULATION ENTRE 1990/2022	44
TABLEAU IV-2:ÉVOLUTION DE LA POPULATION FUTURE/2022/2035	45
TABLEAU IV-3:EDUCATION ET FORMATION.	45

CHAPITRE V : ETUDE DE PROCEDE D'EPURATION DE LA VILLE

TABLEAU V-1:AVANTAGES ET INCONVENIENT DES PROCEDES INTENSIFS.	65
TABLEAU V-2:CLASSIFICATION DES TECHNIQUES "BOUES ACTIVEES"	66
TABLEAU V-3:ESTIMATIONS DES CHARGES HYDRAULIQUE ET DES CHARGES POLLUANTES DE LA FUTURE STEP	74
TABLEAU V-4:RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT DU DEGRILLEUR POUR LES DEUX HORIZONS....	80
TABLEAU V-5:QUALITE DE MATIERES RETENUS PAR LA DESSABLEUR-DESHUILEUR	85
TABLEAU V-6:RESULTATS DE CALCUL DE BASSIN D'AERATION ET CLARIFICATEUR	98
TABLEAU V-7:RESULTATS DE CALCUL DU BASSIN DE DESINFECTION ET L'EPAISSISSEUR ET LITS DE SECHAGE.....	105
TABLEAU V-8:RESULTATS DE CALCUL DE DIMENSIONNEMENT DU DECANTEUR PRIMAIRE.....	107
TABLEAU V-9:RESULTATS DE CALCUL DE BASSIN D'AERATION ET CLARIFICATEUR.	121
TABLEAU V-10:RESULTATS DE CALCUL DU BASSIN DE DESINFECTION ET L'EPAISSISSEUR ET LITS DE SECHAGE.....	128
TABLEAU V-11:ESTIMATION DE LA VARIANTE 1 A FAIBLE CHARGE.	130
TABLEAU V-12:ESTIMATION DE LA VARIANTE 2 A MOYENNE CHARGE.	130

Chapitre V : Calcul hydraulique

TABLEAU VI-1:DIAMETRES NORMALISES.	138
TABLEAU VI-2:VALEURS DE K,M ET B.	138
TABLEAU VI-3:COTES MOYENNES DU TERRAIN NATUREL D'IMPLANTATION DES DIFFERENTS OUVRAGES DE LA STEP.....	140
TABLEAU VI-4:LONGUEURS REELLES DES CONDUITES ENTRE LES OUVRAGES DE LA STEP.	141
TABLEAU VI-5:RECAPITULATIF DES DIFFERENTES COTES DES OUVRAGES DE LA STEP.	145

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : plan d'implantation des ouvrages boues activées faible charge.

Planche N°02 : Profil hydraulique à travers.

Planche N°03 : Les Ouvrages De La Station.

Planche N°04 : plan d'implantation des ouvrages boues activées moyenne charge.

LISTE DES ABREVIATIONS

COT	Carbone organique total
CO ₂	Dioxyde de carbone
DBO	Demande biochimique en oxygène
DBO ₅	Demande biochimique en oxygène pendant 5 jours
DCO	Demande chimique en oxygène
DN	Diamètre nominal
EqH	Equivalent habitant
Hab	Habitant
H ₂ S	Hydrogène sulfuré
K	Coefficient de biodégradabilité
MES	Matières en suspension
MD	Matières décantables
MM	Matières minérale
MO	Matières organique
MVS	Matières volatiles en suspension
N	Azote
NH ₄ ⁺	Azote ammoniacal
NO ₃ ⁻	Nitrates
NO ₂ ⁻	Nitrites
NTK	Azote total Kjeldahl
O ₂	Oxygène
PEHD	Polyéthylène haute densité
PH	Potentiel Hydrogène
PO ₄ ³⁻	Phosphates

PT Phosphore total

T Température.

°C Degré Celsius

Ab Age des boues.

a' Fraction de pollution transformé.

am Coefficient de rendement cellulaire.

B Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour.

bm Taux de mortalité.

b' Coefficient cinétique de respiration endogène.

Xa Concentration des boues dans le bassin.

Xdur Quantité des matières sèches non dégradables.

De même, il a été utilisé

ANRH Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

OMS Organisation Mondiale de la Santé.

STEP Station d'Épuration

ONA Office National de l'Assainissement.

DHW Direction d'Hydraulique de la Wilaya

RGPH Recensement Général de la Population et d'Habitat

RN Route national

ملخص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة الرحوية بولاية تيارت. هذا يهدف الى المحافظة على الوسط الطبيعي وحماية الصحة العمومية ضد كل تلوث وإمكانية استعمال هذه المياه المطهرة في الفلاحة. تتضمن مذكرتنا هذه دراسة مفصلة لتجسيد المحطة على مرحلتين :

- الاولى تتمثل في معالجة المياه المستعملة في افق 2025
- اما الثانية فتتعلق بتوسيع المحطة في افق 2035 من اجل ضمان رفع قدرة الاستيعاب.

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville de Rahouia (W. Tiaret) dans le but de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique contre toute nuisance et une éventuelle réutilisation de ces eaux usées épurées en agriculture.

Dans notre mémoire, nous avons dimensionné la station d'épuration des eaux usées par boues activées, cette station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution à l'horizon 2025.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station à l'horizon 2035 .

Abstract

Our work includes the establishment of waste water cleansing station in Rahouia city . This study aims to preserve the natural environment and protect public health against all pollution and the possibility of the use of this water disinfectant in agriculture.

Our memoire includes a detailed study of the embodiment of the station in two phases:

-The first phase is about the wastewater treatment approved in 2025

- The second phase relates to the expansion of the station agreed in 2035 in order to ensure the lifting capacity of absorption

Introduction général

L'eau, cette source de vie, constitue l'une des ressources naturelles les plus sensibles à la pollution; elle demeure largement gaspillée et polluée à l'échelle planétaire ; peu à peu, elle se raréfie et sa qualité diminue.

Tout au long de son parcours, l'eau reçoit les apports réguliers et directs des polluants d'origines urbaine et industrielle ou les apports surtout diffus et irréguliers de polluants d'origine agricole.

De nos jours, les besoins en eau potable varient entre 100 et 250 litres par habitant et par jour, et les besoins en eau pour les activités industrielles sont énormes, ceci génère une pollution supplémentaire à celle produite par les activités humaines. Cette eau polluée se déverse quotidiennement dans les lacs et les rivières.

Le rejet des eaux usées chargées en substances polluantes dans le milieu naturel récepteur sans aucun traitement préalable est un motif de préoccupation compte tenu des effets indésirables qu'elles peuvent engendrer.

Aujourd'hui, la population exige alors des équipements de dépollution lui apportant un confort identique à celui qui existait déjà en milieu urbain.

La zone de Rahouia à vocation agricole souffre actuellement de la contamination de son Oued "Malha". Cette situation engendre par la pollution des eaux usées rejetées sans aucun traitement, la détérioration des conditions écologiques et sanitaires, ainsi que l'incapacité d'utiliser ces eaux pour l'irrigation. Il est donc impératif de traiter ces eaux avant de les rejeter dans l'Oued.

L'objectif principal de notre étude consiste en un dimensionnement d'une station d'épuration à boues activées pour, d'une part protéger les eaux de l'Oued Malha , et d'autre part mettre à la disposition du secteur agricole d'un grand potentiel en eau épurée pour une réutilisation à des fins d'irrigation. Aussi, il convient de préciser que le procédé à boues activées est le procédé le plus utilisé de part le monde et notamment en Algérie.



**Chapitre I :
Généralité sur les
eaux usées**

I. Chapitre I : Généralité sur les eaux usées

En parlant de l'eau usée il semble important d'avoir une idée sur sa définition, son origine et ses caractéristiques, ainsi que les différentes méthodes utilisées pour son épuration.

I.1 Définition

Selon REJSEK (2002), les eaux résiduaires urbaines (ERU), ou eaux usées, sont des eaux chargées de polluants, solubles ou non, provenant essentiellement de l'activité humaine. Une eau usée est généralement un mélange de matières polluantes répondant à ces catégories, dispersées ou dissoutes dans l'eau qui a servi aux besoins domestiques ou industriels. (GROSCLAUDE, 1999). Donc sous la terminologie d'eau résiduaire, on groupe des eaux d'origines très diverses qui ont perdu leurs puretés ; c'est-à-dire leurs propriétés naturelles par l'effet des polluants après avoir été utilisées dans des activités humaines (domestiques, industrielles ou agricoles).

I.2 Origine des eaux usées

D'après RODIER et al (2005), On peut classer comme eaux usées, les eaux d'origine urbaines constituées par des eaux ménagères (lavage corporel et du linge, lavage des locaux, eaux de cuisine) et les eaux vannes chargées de fèces et d'urines ; toute cette masse d'effluents est plus ou moins diluée par les eaux de lavage de la voirie et les eaux pluviales. Peuvent s'y ajouter suivant les cas les eaux d'origine industrielle et agricole. L'eau, ainsi collectée dans un réseau d'égout, apparaît comme un liquide trouble, généralement grisâtre, contenant des matières en suspension d'origine minérale et organique à des teneurs extrêmement variables. En plus des eaux de pluies, les eaux résiduaires urbaines sont principalement d'origine domestique mais peuvent contenir des eaux résiduaires d'origine industrielle d'extrême diversité. Donc les eaux résiduaires urbaines (ERU) sont constituées par :

- Des eaux résiduaires ou eaux usées d'origine domestique, industrielle et/ou agricole
- Des eaux pluviales ou de ruissellement urbain.

I.2.1 Origine industrielle

Les déchets et les effluents industriels définissent largement la qualité et le taux de pollution de ces eaux usées. Les établissements industriels utilisent une quantité importante d'eau qui tout en restant nécessaire à leur bonne marche, n'est réellement consommée qu'en très faible partie le reste est rejeté. On peu néanmoins, faire un classement des principaux rejets industriels suivant la nature des inconvénients qu'ils déversent :

- Pollution due aux matières en suspension minérales (Lavage de charbon, carrière, tamisage du sable et gravier, industries productrices d'engrais phosphatés....) ;

- Pollution due aux matières en solution minérales (usine de décapage, galvanisation...);
- Pollution due aux matières organiques et graisses (industries agroalimentaires, équarrissages, pâte à papier...);
- Pollution due aux rejets hydrocarbonés et chimiques divers (raffineries de pétrole, porcherie, produits pharmaceutiques.....);
- Pollution due aux rejets toxiques (déchets radioactifs non traités, effluents radioactifs des industrie nucléaires....).

Les eaux résiduaires d'origine industrielle ont généralement une composition plus spécifique et directement liée au type d'industrie considérée. Indépendamment de la charge de la pollution organique ou minérale, de leur caractère putrescible ou non, elles peuvent présenter des caractéristiques de toxicité propres liées aux produits chimiques transportés. (RODIER, 2005).

I.2.2 Origine domestique

Les effluents domestiques sont un mélange d'eaux contenant des déjections humaines : urines, fèces (eaux vannes) et eaux de toilette et de nettoyage des sols et des aliments (eaux ménagères).

Ces eaux sont généralement constituées de matières organiques dégradables et de matières minérales, ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension. Elles se composent essentiellement par des eaux de vanne d'évacuation de toilette. Et des eaux ménagères d'évacuation des cuisines, salles de bains.

Elles proviennent essentiellement :

- Des eaux de cuisine qui contiennent des matières minérales en suspension provenant du lavage des légumes, des substances alimentaires à base de matières organiques (glucides, lipides, protides) et des produit détergents utilisés pour le lavage de la vaisselle et ayant pour effet la solubilisation des graisses ;
- Des eaux de buanderie contenant principalement des détergents ;
- Des eaux de salle de bain chargées en produits utilisés pour l'hygiène corporelle, généralement des matières grasses hydrocarbonées ;
- Des eaux de vannes qui proviennent des sanitaires (w.c), très chargées en matières organiques hydrocarbonées, en composés azotés, phosphatés et microorganisme. (REJSEK, 2002)

I.2.3 Origine agricole

Ce sont des eaux qui ont été polluées par des substances utilisées dans le domaine agricole. Dans le contexte d'une agriculture performante et intensive, l'agriculteur est conduit à utiliser divers produits d'origine industrielle ou agricole dont certains présentent ou peuvent présenter, des risques pour l'environnement et plus particulièrement pour la qualité des eaux. Il s'agit principalement :

- Des fertilisants (engrais minéraux du commerce ou déjections animales produites ou non sur l'exploitation) ;
- Des produits phytosanitaires (herbicides, fongicides, insecticides,...). (GROSCLAUDE, 1999).

Donc ces eaux sont l'issus :

- Des apports directs dus aux traitements des milieux aquatiques et semi-aquatiques tels que le désherbage des plans d'eau, des zones inondables (faucardage chimique) et des fossés, ainsi que la démolition des plans d'eau et des zones inondables (étangs et marais).
- Des apports indirects dus en particulier à l'entraînement par ruissellement, aux eaux de rinçage des appareils de traitement, aux résidus présents dans des emballages non correctement rincés ou détruits, aux eaux résiduelles des usines de fabrication et de conditionnement. (GROSCLAUDE ;1999).

I.3 Caractéristiques des eaux usées

Dans ce sous chapitre nous passerons en revue les principaux paramètres physico-chimiques analysés au cours de la partie expérimentale ainsi que les paramètres bactériologiques les plus rencontrés dans les eaux usées.

I.3.1 Paramètres Physiques

I.3.1.1 La température

Il est important de connaître la température de l'eau avec une bonne précision. En effet, celle-ci joue un rôle dans la solubilité des sels et surtout des gaz, dans la dissociation des sels dissous donc sur la conductivité électrique, dans la détermination du pH, pour la connaissance de l'origine de l'eau et des mélanges éventuels,...etc. (RODIER et AL, 2005).

I.3.1.2 La matière en suspension (MES)

Selon REJSEK (2002), la pollution particulaire est due à la présence de particules de grande taille, supérieure à 10µm, en suspension dans l'eau, et que l'on peut assimiler aux matières en suspension (MES). En fait, les matières en suspension ne sont des particules solides véritablement en suspension que dans des conditions moyenne d'écoulement des effluents correspondant à une vitesse minimale de 0,5 m/s. En fonction de la taille des particules, on distingue les matières grossières ou décantables (diamètre supérieur à 100 µm) et les matières en suspension. On peut également prendre en compte une partie des matières colloïdales, de dimension inférieure, qui constituent la limite entre la phase solide et la phase dissoute (entre 1 et 10⁻² µm).

I.3.2 Paramètres Organoleptiques

I.3.2.1 La Turbidité

Selon REJSEK (2002), la turbidité représente l'opacité d'un milieu trouble. C'est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières non dissoutes. Elle est causée, dans les eaux, par la présence de matières en suspension (MES) fines, comme les argiles, les limons, les grains de silice et les microorganismes. Une faible part de la turbidité peut être due également à la présence de matières colloïdales d'origine organique ou minérale. Les unités utilisées pour exprimer la turbidité proviennent de la normalisation ASTM (American Society for Testing Material) qui considère que les trois unités suivantes sont comparables :

Unité JTU (Jackson Turbidity Unit) = unité FTU (Formazine Turbidity Unit) = unité NTU (Nephelometric Turbidity Unit).

I.3.2.2 La couleur

Une eau pure observée sous une lumière transmise sur une profondeur de plusieurs mètres émet une couleur bleu clair car les longueurs d'ondes courtes sont peu absorbées alors que les grandes

longueurs d'onde (rouge) sont absorbées très rapidement. (REJESK, 2002). La coloration d'une eau est dite vraie ou réelle lorsqu'elle est due aux seules substances en solution. Elle est dite apparente quand les substances en suspension y ajoutent leur propre coloration. (RODIER et Al, 2005).

I.3.3 Paramètres Chimiques

I.3.3.1 Le potentiel Hydrogène (pH):

L'acidité, la neutralité ou l'alcalinité d'une solution aqueuse peut s'exprimer par la concentration en H_3O^+ (noté H^+ pour simplifier). De manière à faciliter cette expression ;on utilise le logarithme décimal de l'inverse de la concentration en ion H^+ : c'est le pH. (MATHIEU et PIELTAIN, 2003).

$$pH = \log 1/[H^+]$$

I.3.3.2 La Conductivité

La conductivité est la propriété que possède une eau de favoriser le passage d'un courant électrique. Elle est due à la présence dans le milieu d'ions qui sont mobiles dans un champ électrique. Elle dépend de la nature de ces ions dissous et de leurs concentrations. (REJSEK, 2002). La conductivité électrique d'une eau est la conductance d'une colonne d'eau comprise entre deux électrodes métalliques de 1 cm^2 .

L'unité de conductivité est le siemens par mètre (S/m).

$1 \text{ S/m} = 10^4 \mu\text{S/cm} = 10^3 \text{ mS/m}$. (RODIER, 2005).

I.3.3.3 L'Oxygène Dissous

L'oxygène dissous est un composé essentiel de l'eau car il permet la vie de la faune et il conditionne les réactions biologiques qui ont lieu dans les écosystèmes aquatiques.

La solubilité de l'oxygène dans l'eau dépend de différents facteurs, dont la température, la pression et la force ionique du milieu.

La concentration en oxygène dissous est exprimée en $\text{mg O}_2 \text{ l}^{-1}$ (REJSEK, 2002).

I.3.3.4 La Demande Chimique en Oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène (DCO) est la quantité d'oxygène consommée par les matières existantes dans l'eau et oxydables dans des conditions opératoires définies. En fait la mesure correspond à une estimation des matières oxydables présentes dans l'eau quelque soit leur origines organique ou minérale.

La DCO étant fonction des caractéristiques des matières présentes, de leurs proportions respectives, des possibilités de l'oxydation. (RODIER, 2005).

La DCO est la concentration, exprimée en mg.L^{-1} , d'oxygène équivalente à la quantité de dichromates consommée par les matières dissoutes et en suspension lorsqu'on traite un échantillon d'eau avec cet oxydant dans des conditions définies par la norme. (REJSEK, 2002).

I.3.3.5 La Demande Biochimique en Oxygène (DBO)

Pratiquement, la demande biochimique en oxygène devrait permettre d'apprécier la charge du milieu considéré en substances putrescibles, son pouvoir auto-épuration et d'en déduire la charge maximale acceptable, principalement au niveau des traitements primaires des stations d'épuration. (RODIER, 2005).

Selon REJSEK (2002), la demande biochimique en oxygène après 5 jours (DBO_5) d'un échantillon est la quantité d'oxygène consommé par les microorganismes aérobies présents dans cet échantillon pour l'oxydation biochimique des composés organiques et/ou inorganiques.

I.3.3.6 L'azote

L'azote présent dans l'eau peut avoir un caractère organique ou minéral. L'azote organique est principalement constitué par des composés tels que des protéines, des polypeptides, des acides aminés, de l'urée. Le plus souvent ces produits ne se trouvent qu'à de très faibles concentrations. Quant à l'azote minéral (ammoniaque, nitrate, nitrite), il constitue la majeure partie de l'azote total. (RODIER, 2005).

I.3.3.7 Les nitrates

Les nitrates se trouvant naturellement dans les eaux provenant en grande partie de l'action de l'écoulement des eaux sur le sol constituant le bassin versant. Leurs concentrations naturelles ne dépassent pas 3 mg /L dans les eaux superficielles et quelques mg/L dans les eaux souterraines. La nature des zones de drainage joue donc un rôle essentiel dans leur présence et l'activité humaine

accélère le processus d'enrichissement des eaux en nitrates. La teneur en nitrates est en augmentation ces dernières années, de l'ordre de 0,5 à 1 mg/l/an, voire 2 mg/l/an dans certaines régions. Cette augmentation a plusieurs origines :

- Agricole : agriculture intensive avec utilisation massive d'engrais azoté ainsi que rejets d'effluents d'élevage. Cette source représente les 2/3 de l'apport en nitrates dans le milieu naturel ;
- Urbaine : rejet des eaux épurées des stations d'épuration où l'élimination de l'azote n'est pas total et qui peuvent rejeter des nitrates ou des ions ammonium qui se transformeront en nitrates dans le milieu naturel.

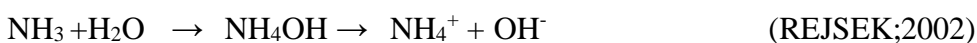
Cette source représente les 2/9 des apports,;

- Industrielle : rejet des industries minérales, en particulier de fabrication des engrais azotés. Cette source représente 1/9 des apports. (REJSEK, 2002)

I.3.3.8 L'azote ammoniacal

Pour désigner l'azote ammoniacal, on utilise souvent le terme d'ammoniaque qui correspond aux formes ionisées (NH_4^+) et non ionisées (NH_3) de cette forme d'azote.

L'ammoniaque constitue un des maillons du cycle de l'azote. Dans son état primitif, l'ammoniac (NH_3) est un gaz soluble dans l'eau, mais, suivant les conditions de pH, il se transforme soit en un composé non combiné, soit sous forme ionisée (NH_4^+). Les réactions réversibles avec l'eau sont fonction également de la température et sont les suivantes :



I.3.3.9 Le Phosphore

Le phosphore peut exister dans les eaux en solution ou en suspension, à l'état minéral ou organique. Les composés phosphorés qui, sans hydrolyse ou minéralisation, répondent au test spectrophotométrique sont considérés comme étant des orthophosphates. L'hydrolyse en milieu acide fait apparaître le phosphore hydrolysable et minéralisation, le phosphore organique. Chaque fraction (phosphore en solution ou en suspension) peut être séparé analytiquement en orthophosphates, phosphore hydrolysable et phosphore organique.

Suivant les cas, la teneur en phosphates peut être exprimée en mg/L de PO₄ ou de P₂O₅ 1mg/L PO₄ = 0,747 mg/L P₂O₅ = 0,326 mg/L P (RODIER;2005).

I.3.3.10 Le sulfate

La concentration en ion sulfate des eaux naturelles est très variable. Dans les terrains ne contenant pas une proportion importante de sulfates minéraux, elle peut atteindre 30 à 50 mg/L, mais ce chiffre peut être très largement dépassé (jusqu'à 300 mg/L) dans les zones contenant du gypse ou lorsque le temps de contact avec la roche est élevé. La teneur en sulfates des eaux doit être reliée aux éléments alcalins et alcalinoterreux de la minéralisation. Leur présence dans l'eau est généralement due à des rejets en provenance d'ateliers de blanchiment (laine, soie, etc.), d'usines de fabrication de cellulose (pâte à papier, etc.) et d'unités de déchloration. Sont utilisées, par ailleurs, les propriétés réductrices des sulfites dans les eaux de chaudières pour éviter la corrosion liée à la présence d'oxygène dissous ; l'injection dans le circuit se fait habituellement en continu à la concentration de 20 mg/L. Cependant un excès d'ions sulfites dans les eaux de chaudières peut avoir des effets néfastes car il abaisse le pH et peut alors développer la corrosion. En cas de rejet dans l'environnement, les sulfites se combinent à l'oxygène en donnant des sulfates. (RODIER, 2005).

I.3.4 Paramètres Bactériologiques :

Les bactéries sont ubiquitaires dans la nature car il s'agit probablement des premiers êtres vivants apparus sur la terre (archéobactéries). Seules quelques dizaines d'espèces sont adaptées à l'homme : la plupart sont inoffensives ou même utiles, étant commensales et faisant partie des flores cutanées, digestive, buccale, génitale ; certaines sont pathogènes, opportunistes ; une minorité est régulièrement pathogène. (RODIER, 2005).

Vu leur rôle dans le processus, il nous a paru utile l'étude de quelques bactéries les plus rencontrées :

I.3.4.1 Les coliformes :

Sous le terme de « coliformes » est regroupé un certain nombre d'espèces bactériennes appartenant en fait à la famille des *Enterobacteriaceae*.

La définition suivante a été adoptée par l'Organisation Internationale de Standardisation (ISO) :

« Bacille à Gram négatif, non sporogène, oxydase négative, facultativement anaérobie, capable de

croître en présence de sels biliaires ou d'autres agents de surface possédant des activités inhibitrices de croissance similaire, et capable de fermenter le lactose (et le mannitol) avec production d'acide et d'aldéhyde en 48 h, à des températures de 35 à 37C° ». (REJSEK, 2002).

Les coliformes comprennent les genres : *Echerichia*, *Citrobacter*, *Enterobacter*, *Klebsiella*, *Yersinia*, *Serratia*.

- Le terme de « coliformes fécaux » ou de « coliformes-tolérants » correspond à des coliformes qui présentent les mêmes propriétés (caractéristiques de coliformes) après incubation à la température de 44 C°. Le groupe des coliformes fécaux comprend les espèces suivantes : *Citrobacter freundii*, *Citrobacter diversus*, *Citrobacter amalonaticus*, *Entrobacter aerogenes*, *Entrobacter cloacae*, *Echerichia coli*, *Klebsiella pneumonia*, *Klebsiella oxytoca*, *Moellerella wisconsensis*, *Salmonella* (sous genre III Arizona), *Yersinia enterocolitica*.
- Le terme « *E. coli* présumé » correspond à des coliformes thermotolérants qui produisent de l'indole à partir de tryptophane, à 44 C°.
- Le terme « *E. coli* » correspond à des coliformes thermotolérants qui produisent de l'indole à partir du tryptophane et ont les caractères biochimiques propres à cette espèce. (RODIER, 2005)

1.3.4.2 Les streptocoques fécaux et *Enterococcus*

Sous la dénomination générale de « streptocoques fécaux », il faut entendre l'ensemble des streptocoques possédant la substance (acide teichoïque) antigénique caractéristique du groupe D de Lancefield, c'est-à-dire essentiellement : *Enterococcus faecalis*, *E. faecium*, *E. durans*, *E. hirae*, *Streptococcus bovis*, *S. suis* et *S. equinus*. Ces streptocoques du groupe D sont généralement pris globalement en compte comme des témoins de pollution fécale, car tous ont un habitat fécal.

Toutefois, d'une façon générale, les concentrations en streptocoques fécaux sont, dans les milieux naturels autres que ceux spécifiquement pollués par le bétail, inférieures à celles des coliformes fécaux. Il faudra tenir compte de cette différence des concentrations (que l'on peut évaluer à un rapport de 1 à 2 ou 4) dans le choix des prises d'essai. (RODIER ;2005).

Le genre *Streptococcus* est vaste et divers, de sorte qu'il est difficile de classer ces bactéries de façon satisfaisante. Les 29 espèces du genre *Streptococcus* sont subdivisées en 5 groupes principaux :

- Les streptocoques pyogènes hémolytiques ;
- Les streptocoques oraux ;
- Les entérocoques ;
- Les streptocoques lactiques.

L'application à ces bactéries des techniques de biologie moléculaire a donné un nouveau système de classification. Le genre unique original est maintenant séparé en 3 genres différents :

- *Streptococcus* : comprend la plupart des espèces pathogènes pour l'homme ;
- *Enterococcus* : correspond au précédent groupe des enterocoques ;
- *Lactococcus* : correspond aux streptocoques lactiques.

La norme ISO 7899-2 donne la définition suivante :

« Microorganismes se développant à 37 C° sur un milieu de Salnetz et Bartley, donnant une réaction positive à 44 C° sur une gélose biliée à l'esculine et qui, de plus, donnent une réaction négative dans l'essai à la catalase ».

Dans la norme française NF EN 7899-2 les enterocoques sont définis comme

« Bactéries Gram positif, sphériques à ovoïdes, formant des chaînettes, non sporulées, catalase négative, possédant l'antigène de groupe D, cultivant en anaérobiose à 44C°, et à pH 9,6 et capables d'hydrolyser l'esculine en présence de 40% de bile ». (REJSEK ;2002).

I.3.4.3 Les bactéries sulfito-réductrices

Les *Clostridium* sulfito-réducteurs sont souvent considérés comme des témoins de pollution fécale. La forme spore, beaucoup plus résistante que les formes végétatives des coliformes fécaux et des streptocoque fécaux, permettrait ainsi de déceler une pollution fécale ancienne ou intermittente.

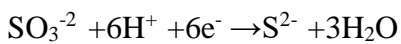
Sans débattre de l'intérêt réel d'une telle indication concernant la date de pollution, il faut cependant considérer que si les *Clostridium* sulfito-réducteurs peuvent certes être des germes fécaux, ce sont également des germes telluriques et que, de ce fait, aucune spécificité d'origine

fécale ne peut être attribuée à leur mise en évidence.

Dans une telle optique d'interprétation, il y a intérêt à ne rechercher que les espèces les plus susceptibles d'être d'origine fécale : c'est le cas en particulier de *Clostridium perfringens*. (RODIETR, 2005).

Selon REJSEK (2002), les spores des bactéries anaérobies sulfitoréductrices et celles de *Clostridium perfringens* peuvent être intéressantes en tant qu'indicateurs de traitement. Ainsi, elles peuvent montrer l'efficacité d'un traitement de filtration, où elles se comportent comme des kystes de parasites, aussi bien au niveau d'une station de traitement qu'au niveau du sol : signe d'efficacité de la filtration naturelle. De plus, *Clostridium perfringens*, sous sa forme sporulée, est très résistant à la chloration et va donc se comporter comme les microorganismes plus difficiles à mettre en évidence.

Donc la nomenclature sulfitoréducteurs est attribuée à ces germes car ils ont comme point commun de réduire le sulfite de sodium en sulfure selon la réaction suivante :





**Chapitre II :
Épuration des eaux
usées.**

II. Chapitre II : Epuration des eaux usées**II.1 Introduction**

La filière de l'épuration des eaux usées recommande différentes techniques à divers niveaux technologiques souvent très élaborées ceci est illustré comme étant des méthodes classiques de traitement ; ainsi que de nouvelles techniques visant la protection de l'environnement et la sauvegarde du milieu naturel ont apparus celle-ci est démontré sous le vocable de lagunage ou phytoépuration.

II.2 Les méthodes classiques de traitements

La ligne de traitement complète des eaux résiduaires peut être schématiquement scindée en deux filières :

- La filière eau dans laquelle l'eau est débarrassée de tous les polluants avant son rejet dans le milieu naturel ;
- La filière boue dans laquelle les résidus générés par la filière eau sont traités et déshydratés avant leur évacuation.

La filière eau comprend généralement :

- Un prétraitement pour l'élimination des objets de taille comprise entre 0,1 et 50 mm (dégrillage, tamisage), des graisses et du sable,
- Un traitement primaire pour l'élimination des matières en suspension facilement décantables,
- Un traitement secondaire composé d'un réacteur biologique pour l'élimination de la pollution biodégradable organique (DBO_5) ou minérale (NH_3 , NO^- , P).
- Certaines stations sont également équipées d'un traitement tertiaire pour l'élimination des microorganismes ou du phosphore résiduel.

Les boues provenant du décanteur primaire (boues primaires) et du traitement biologique (boues biologiques) seront ensuite traitées et conditionnées sur la filière boues. (GROSCLAUDE, 1999).

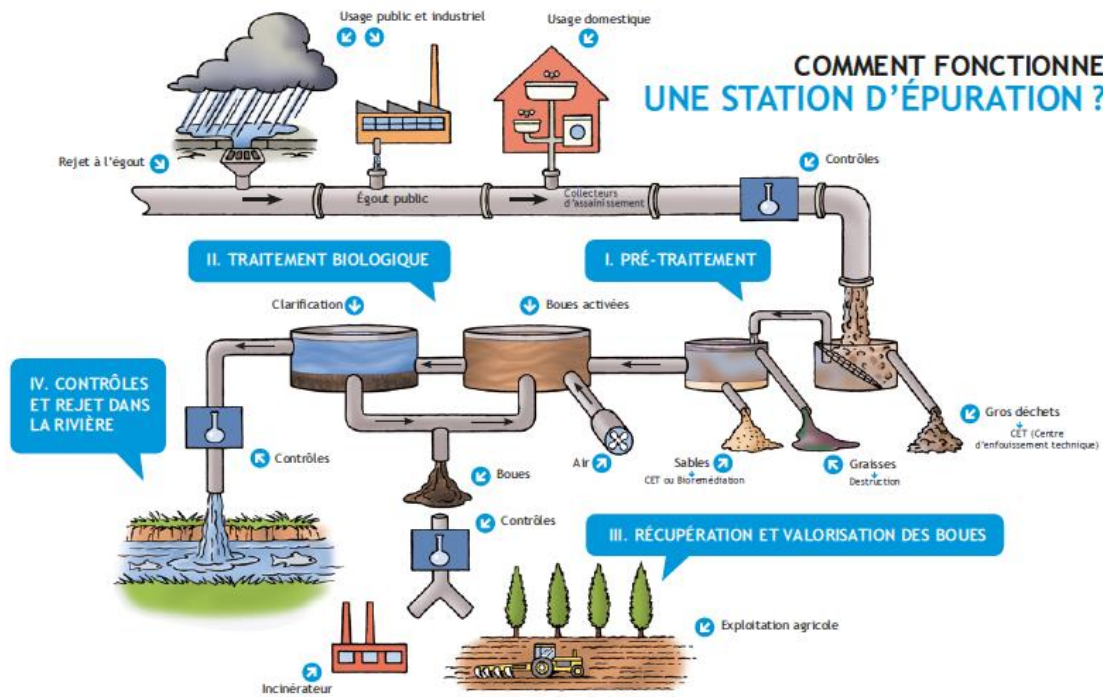


Figure II-1 schéma de fonctionnement d'une station d'épuration à boues activées

II.2.1 Les prétraitements

La première étape du traitement consiste à débarrasser les effluents de tout élément susceptible de gêner le fonctionnement des ouvrages. (GROSCLAUDE, 1999).

Ils permettent d'éliminer les matières les plus grossières, susceptibles d'endommager les organes mécaniques ou de perturber l'efficacité des étapes ultérieures.

Ils font appel :

- A des procédés mécaniques, comme des grilles ou des tamis, pour éliminer des grosses particules transportées par les eaux ; (REJSEK, 2002).

Les gros déchets sont tout d'abord éliminés par un dégrilleur constitué de barreaux espacés de 10 à 50 mm suivi d'un dégrilleur plus fin (3 à 10 mm) ou d'un tamisage (0,1 à 3mm). (GROSCLAUDE ; 1999).

- A des procédés physiques, comme des phénomènes de décantation pour éliminer

les sables, ou de flottation pour éliminer les graisses (matières grasses). (REJSEK, 2002).

Le prétraitement se poursuit par l'élimination des particules denses ou abrasives ; cette étape est souvent couplée avec l'élimination des flottants, et en particulier des graisses, dans un ouvrage appelé dégraisseur/dessableur. (GROSCLAUDE, 1999). La pollution présente dans les eaux résiduaires, une fois prétraitées, se compose d'une fraction de fines particules (les MES) qui n'ont pas été arrêtées par le dégrillage ou le tamisage et des molécules organiques et minérales en solution vraie ou colloïdale.

En règle générale, l'élimination des MES est obtenue par décantation gravitaire alors que celle de la pollution soluble subit une dégradation biologique, mais pour certaines stations d'épuration, l'élimination des MES est réalisée dans l'ouvrage du traitement biologique. (GROSCLAUDE ; 1999).

II.2.2 Le traitement primaire

Il s'agit le plus souvent d'une décantation qui permet d'éliminer les matières en suspension décantables en deux heures. L'utilisation de réactifs chimiques pour éliminer des particules plus fines constitue un traitement physico-chimique. Ce traitement permet donc essentiellement l'élimination de la pollution particulaire et d'une partie de la pollution organique sous forme particulaire (de l'ordre de 65 à 80% de la DCO avec un traitement physico-chimique). (REJSEK, 2002).

Les matières en suspension ont souvent une teneur en matière organique importante (de 70 à 90%) et une densité légèrement supérieure à celle de l'eau. Elles vont se décanter naturellement dans un décanteur primaire en 1 à 2 heures. L'eau ainsi clarifiée s'écoulera par débordement et les MES qui ont décanté au fond du bassin (boues primaires) seront extraites et envoyées vers les ouvrages de traitement des boues. (GROSCLAUDE ; 1999).

L'élimination des MES peut également être réalisée par flottation naturelle (particule naturellement plus légère que l'eau) ou provoquée (l'injection de microbilles d'air qui se fixent sur les particules réduit leur densité apparente). Ce procédé appelé flottation est principalement utilisé dans le traitement des eaux résiduaires industrielles (élimination des MES sur les effluents hautement fermentescibles, ex : agroalimentaire),

pour l'élimination des graisses au niveau du prétraitement, ou encore pour la concentration des boues biologiques. (GROSCLAUDE, 1999).

II.2.3 Le traitement secondaire

L'élimination des matières organiques implique le recours à des traitements biologiques qui font intervenir des organismes vivants, essentiellement des bactéries. (REJSEK, 2002). Ces traitements sont basés sur la capacité des micro-organismes à oxyder la matière minérale (NH_3 ...) et les matières constitutives de la DCO et de la DBO d'une part (aérobie), et à réduire d'autre part les molécules comportant de l'oxygène : NO_3 (anoxie), SO_4 et CO_2 (anaérobie). Ils vont permettre ainsi d'éliminer la pollution soluble biodégradable et une partie des MES. (GROSCLAUDE, 1999).

II.2.3.1 L'élimination de l'ammoniaque : la nitrification

Contrairement à la matière organique, l'élimination de l'ammoniaque n'est possible qu'en présence d'oxygène. La réaction d'oxydation n'est réalisée que par un nombre très limité d'espèces bactériennes strictement aérobies, les bactéries nitrifiantes. L'oxydation de l'ammoniac en nitrates s'effectue en deux étapes :

- NH_3 est d'abord converti en nitrite (NO_2^-) par des bactéries du genre *Nitrosomonas*.
- Les nitrites sont ensuite oxydés en nitrates (NO_3^-) par des bactéries du genre *Nitrobacter*. (GROSCLAUDE ;1999)



Figure II-2 schéma explicatif du processus de nitrification

II.2.3.2 L'élimination des nitrates : la dénitrification

Dans le cas de l'élimination biologique des nitrates, la dénitrification, la réaction nécessite l'oxydation concomitante d'une molécule organique ou minérale qui fournira l'énergie

nécessaire à la réduction des nitrates en azote N_2 . (GROSCLAUDE, 1999)

On trouve deux groupes de procédés :

- Les procédés à culture fixée où la biomasse épuratrice est fixée sur des supports. L'eau à traiter coule au contact de ces supports. Les micro-organismes fixent donc la pollution organique et la dégradent (biofiltration par exemple) ;
- Les procédés à culture libre où la biomasse est en suspension dans l'eau à traiter. Les microorganismes fixent la pollution et se développent sous forme de floccs biologiques que l'on peut séparer de l'eau traitée par décantation (boues activées par exemple). (REJSEK ;2002).



Figure II-3 schéma explicatif du processus de dénitrification

II.2.4 Le traitement tertiaire :

Ces traitements visent principalement l'élimination du phosphore (la déphosphatation) et les germes pathogène (la désinfection).

II.2.4.1 La déphosphatation

L'élimination du phosphore concerne les traitement de déphosphatation, soit physico-chimique soit biologique. La déphosphatation biologique, de développement récent, est basée sur la succession de phases anaérobies et aérobies au cours du traitement biologique mais son rendement est en générale moins bon que celui de la déphosphatation physico-chimique. (REJSEK, 2002).

La déphosphatation peut aussi être réalisée par précipitation physico-chimique en présence de sels minéraux comme le sulfate d'ammonium ou le chlorure ferrique et

s'effectuer soit simultanément aux réactions biologiques dans le bassin de boues activées, soit en traitement final.(GROSCLAUDE, 1999).

II.2.4.2 La désinfection

La désinfection vise à réduire la concentration des germes pathogènes dans les effluents avant rejet dans l'environnement. Contrairement aux normes de désinfection pour la production d'eau potable qui spécifie l'absence totale de coliformes, les normes de rejets pour les eaux résiduaires urbaines ERU varient suivant la nature du milieu récepteur. On peut distinguer deux catégories de traitement :

- Les procédés extensifs comme le lagunage et l'infiltration-percolation (filtration à travers un massif filtrant). Dans le cas du lagunage, il ne subsistera qu'une bactérie pour 1000 ou 10 000 présentes dans l'eau résiduaire alors que dans le second cas il n'en subsistera qu'une pour 100 ou 1000.
- Les procédés physico-chimiques intensifs comme la désinfection par le chlore, l'acide péracétique, les UV, l'ozone ou la filtration sur membranes d'ultra ou de micro-filtration. L'efficacité de ces procédés dépendra des doses utilisées (abattement de 4 à 6 logarithme), quant à la filtration sur membrane d'UF, elle permet une désinfection totale. (GROSCLAUDE, 1999).

II.2.5 Le traitement des boues

Les traitements biologiques ou physico-chimiques utilisés pour l'épuration des eaux résiduaires génèrent une production importante de boues diluées (> 99% d'eau) et contenant de la matière organique fermentescible. Les deux principaux objectifs de la filière de traitement des boues seront donc :

- De stabiliser les matières organiques pour éviter toute fermentation incontrôlée qui entraînerait des nuisances olfactives,
- D'éliminer un maximum d'eau afin de diminuer les volumes de boues à évacuer.

Après une étape préalable d'épaississement permettant de concentrer les boues, la stabilisation de la matière organique est réalisée grâce à des procédés biologiques ou

physico-chimiques. L'étape finale de déshydratation permettra d'extraire le maximum d'eau. (GROSCLAUDE, 1999).

II.2.5.1 Epaisissement des boues

Les boues, avant leur élimination, subissent un traitement adapté à leur nature ainsi qu'à leur destination, afin :

- D'en réduire le volume, en éliminant l'eau (les boues sont, en effet, extraites liquide du système de traitement de l'eau). Ceci est réalisé par un procédé d'épaissement qui est une concentration de la boue par décantation puis par un procédé de déshydratation permettant d'éliminer une quantité d'eau liée aux MES plus importante, par filtre presse ou centrifugation ; (REJSERK, 2002) ;

Les matières organiques présentes dans les boues leur confèrent un caractère fermentescible qui se traduit lors de leur stockage par l'émission de nombreuses molécules odorantes (H_2S , mercaptan). Cette activité biologique indésirable peut être maîtrisée soit

en la contrôlant dans un réacteur adéquat soit en augmentant le pH par une addition de chaux. Deux familles de procédés biologiques peuvent être utilisées : la digestion anaérobie ou la stabilisation aérobie thermophile. (GROSCLAUDE ;1999).

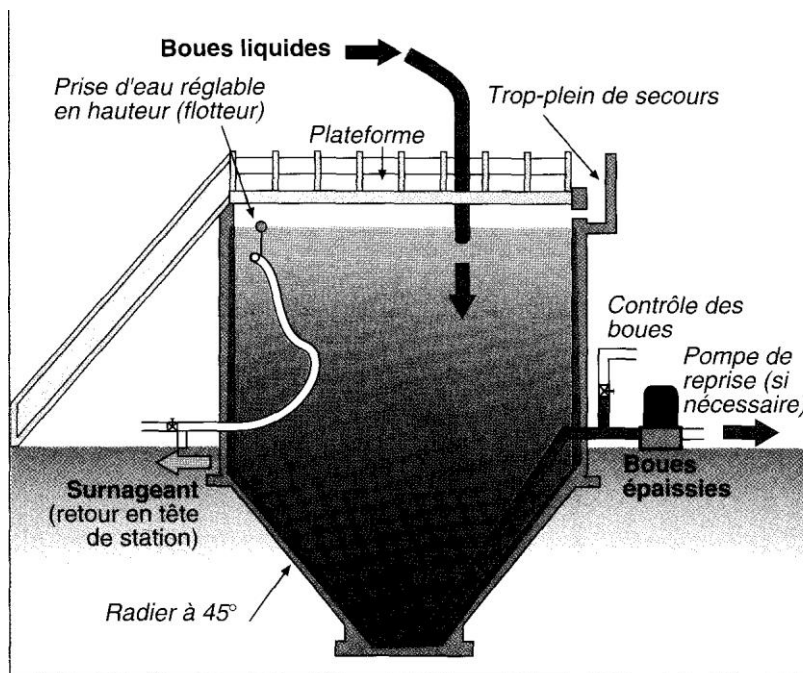


Figure II-4 Schéma de fonctionnement d'un épaisseur

II.2.5.2 La déshydratation

Après la phase d'épaississement qui a permis d'éliminer 60 à 85% d'eau et la phase de stabilisation, le traitement des boues est complété par une déshydratation qui a pour but d'éliminer le maximum de l'eau résiduelle. Deux catégories de procédés sont généralement utilisés : les procédés mécaniques et les procédés thermiques.

Pendant la phase de séchage, les boues présentent un comportement plastique et collant pour des taux de matière sèche d'environ 50% ce qui implique certains aménagements des techniques et des matériels.

Les buées, très chargées en vapeur d'eau, comportent une fraction d'incondensables malodorants devant être détruites par combustion (850 c°) soit directement dans le générateur thermique, soit dans un incinérateur spécifique. (GROSCLAUDE ;1999).

II.2.6 Incinération des boues

Donc le problème des boues se pose en terme d'évacuation ; trois solutions sont possibles :

- La mise en décharge de boues stabilisées et déshydratées mais n'est plus réalisable à partir de 2002 ;
- La valorisation agricole par épandage sur des sols agricoles où elles vont jouer un rôle d'engrais. Elles sont utilisées sous forme liquide, solide ou sous forme de composte, mais toujours stabilisées ;
- L'incinération qui présente un intérêt pour les boues autocombustible, c'est-à-dire fraîches et déshydratées. (REJSEK ;2002).

Quelle que soit la technique d'incinération, les fumées doivent être traitées avant rejet dans l'atmosphère. Ce traitement est d'autant plus complexe que la charge en poussière des fumées est élevée. Réalisé en plusieurs étapes, le traitement des fumées peut nécessiter un pré-cyclonage, un dépoussiérage électrostatique, un lavage, voir éventuellement une oxydation catalytique. (GROSCLAUDE, 1999).

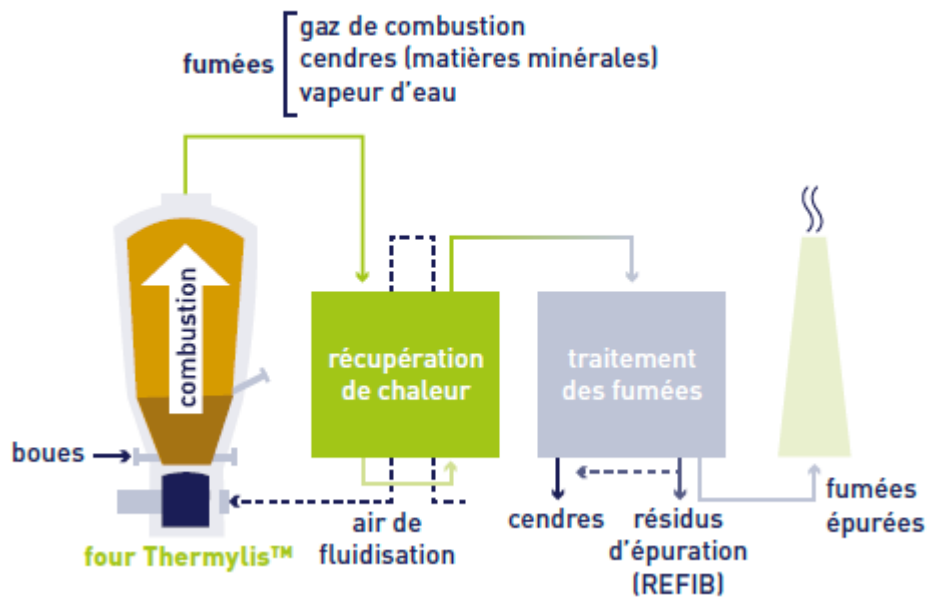


Figure II-5 présentation de système d'incinération des boues

II.3 Conclusion

Les stations d'épuration permettent donc de limiter la pollution de l'eau. En effet, à cause de la surpopulation urbaine, l'autoépuration naturelle n'est pas suffisante à l'élimination des nombreux détritux polluants. Il est donc indispensable de mettre en place des stations d'épuration qui vont, grâce à la succession de plusieurs traitements, éliminer progressivement la quasi-totalité de la pollution.

Les stations d'épuration permettent également une économie d'eau, grâce à la réutilisation de celle-ci.

Cependant ce procédé n'est que très peu pratiqué en raison d'un fort coût de mise en place.



**Chapitre III : La
réutilisation des eaux
usées en Algérie**

III. Chapitre III : La réutilisation des eaux usées en Algérie

III.1 Contexte général

Devant la rareté de la ressource en eau conventionnelle, l'Algérie ne peut plus se permettre de tourner le dos à la possibilité de réutiliser les énormes quantités d'eaux usées rejetées dans la nature ou à la mer. C'est donc à l'enracinement d'une nouvelle culture de l'eau, qu'il faut s'atteler pour espérer l'émergence d'une mentalité et d'un comportement nouveaux (MRE, 2003). Un projet de réutilisation des eaux usées reste un projet d'utilisation d'eau, le fait que cette eau soit usée n'importe en effet que des compléments ou correctifs techniques (Valiron, 1983). Les pluies, les eaux des barrages et des forages ne suffiront plus pour la satisfaction des besoins, ce qui explique aujourd'hui, l'ambition de l'Algérie de traiter un milliard de mètres cube d'eaux usées pour l'irrigation de 100000 hectares. Pour le moment, l'Algérie, qui dispose d'un volume d'eau traité de 560 000 mètres cubes, consacre 65% de ses ressources hydriques au secteur de l'agriculture (MRE, 2012).

III.2 Situation de l'irrigation en Algérie

Dans les conditions déficitaires en ressources en eau, le secteur de l'agriculture est le plus gros demandeur en eau, rapporte qu'en 2006, 900000 hectares soit 10,5% de la SAU sont irrigués, et 78% de cette superficie l'est avec des eaux souterraines et 13% avec des eaux superficielles (Tamrabet, 2011).

La gestion des périmètres irrigués s'améliore peu à peu avec leur prise en charge par l'ONID (Office Nationale de l'Irrigation et de Drainage). L'extension des surfaces irriguées en PMH (petites et moyennes hydrauliques) bien qu'encourageante pour le développement de l'agriculture à provoquer un accroissement considérable des forages individuels et des surexploitations dangereuses de certaines nappes souterraines, la tarification sur l'eau agricole est faible (Benblidia, 2011).

Deux types d'exploitations agricoles irriguées : les grands périmètres irrigués (GPI) relevant de l'État et gérés par l'ONID. Ces périmètres sont irrigués par des barrages et des forages dans le nord du pays, dans le sud l'irrigation est assurée à partir des forages profonds dans les grandes nappes de l'albien (Benblidia, 2011). Leur superficie est de l'ordre de 200000 ha, les cultures pratiquées dans les GPI (en 2008) l'arboriculture (64,6 %), le maraîchage (28,5 %), les cultures industrielles (6,1 %) et le reste en céréales et fourrages (Benblidia, 2011). Les petites et moyennes hydrauliques (PMH) constituées de petits périmètres et aires d'irrigation (productions privées) (Benblidia,

III.3 Situation de la réutilisation des eaux usées en Algérie

La réutilisation des eaux usées épurées est une action volontaire et planifiée qui vise la production de quantités complémentaires en eau pour différents usages. Aujourd'hui la stratégie nationale du développement durable en Algérie se matérialise particulièrement à travers un plan stratégique qui réunit trois dimensions à savoir : Sociale, Economique et Environnementale (MRE, 2012). Le réseau national d'assainissement totalise un linéaire de 27000 kilomètres. Le taux de recouvrement est, hors population éparsée, de 85%. Le volume global d'eaux usées rejetées annuellement est évalué à près de 600 millions de m³, dont 550 pour les seules agglomérations du nord. Ce chiffre passerait à près de 1150 millions de m³ à l'horizon 2020.

La réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation doit concerner en priorité les zones déficitaires en eau conventionnelle (MRE, 2012). Parmi les stations d'épuration exploitées par l'ONA (Office nationale d'assainissement) à travers les 43 wilayas (Départements), quelques-unes sont concernées par la réutilisation des eaux usées épurées en agriculture. A fin 2011, le volume réutilisé est estimé à 17 millions de m³/an, afin d'irriguer plus de 10 000 hectares de superficie agricoles (MRE, 2012).

Le potentiel de la réutilisation des eaux usées épurées à des fins agricoles évoluera d'une manière significative d'environ 17 millions de m³ en 2011 à environ 200 millions de m³ en 2014, et le nombre de stations concernées sera de 25 stations d'épurations à l'horizon 2014 (MRE, 2012). Les stations d'épurations gérées par l'ONA concernées par les projets de réutilisation des eaux usées épurées en cours d'étude ou de réalisation, sont au nombre de 12, pour l'irrigation de plus de 8 000 hectares de terres agricoles (MRE, 2012).

Un plan d'action entre ONA et ONID (Office national d'irrigation et de drainage) est en cours d'étude, pour définir les possibilités réelles d'une éventuelle réutilisation des eaux usées épurées des stations d'épurations exploitées par l'ONA pour l'irrigation des grands périmètres d'irrigation (GPI) gérés par l'ONID au niveau des cinq (05) bassins hydrographiques à l'échelle nationale (MRE, 2012).

III.4 Analyse de l'aspect institutionnel et législatif

Un projet d'élaboration de normes algériennes et d'un guide technique pour les bonnes pratiques de la réutilisation des eaux usées pour des fins agricoles est en cours d'approbation par l'Institut Algérien de Normalisation (IANOR). La réutilisation des eaux usées sollicite une coordination étroite entre les différentes structures impliquées dans les opérations de réutilisation à tous les niveaux (MRE, 2012).

III.4.1 aspect et législatif

Le décret exécutif n° 07-149 de 20 mai 2007 publié dans le Journal Officiel de la République Algérienne n° 35, 23 mai 2007, fixe les modalités d'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation sous forme de concession ainsi que le cahier des charges-type y afférent (JO, 2007). Ce décret règle tous les processus d'utilisation des eaux usées épurées par les stations d'épurations, par une demande adressée par un concessionnaire au Wali (premier responsable de la Wilaya ou département) de la région, cette demande comporte une convention avec la station d'épuration qui fournit les eaux usées épurées.

Le contrôle technique, la gestion des périmètres irrigués et le contrôle sanitaire ainsi que la qualité de l'eau épurée et des produits agricoles est assurée par les directions territoriales de chaque wilaya sous tutelle de différents ministères : ressources en eau, agriculture, santé, environnement et commerce.

III.4.2 Liste des cultures autorisées

Une autre réglementation a été mise en œuvre, c'est l'arrêté interministériel du 8 Safar 1433 correspondant au 2 janvier 2012 fixant la liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées. Ce texte est promulgué par les ministres chargés des ressources en eau, de l'agriculture et de la santé. Les parcelles destinées à être irriguées avec des eaux usées épurées ne doivent porter aucune culture, autre que celles figurant sur la liste indiquée (Tab 1).

Tableau III-1: Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées

Groupes de cultures pouvant irriguées avec des eaux usées épurées	Liste des cultures
Arbres fruitiers (*)	Dattiers, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, nèfle, cerise, prune, nectarine, grenade, figue, rhubarbe, arachides, noix, olive.
Agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine
Cultures fourragères (**)	Bersim, maïs, sorgho fourragers, vesce et luzerne.
Culture industrielles	Tomate industrielle, haricot à rames, petit pois à rames, betterave sucrière, coton, tabac, lin.
Cultures céréalières	Blé, orge, triticales et avoine
Cultures de production de semences	Pomme de terre, haricot et petit pois.
Arbustes fourragers	Acacia et atriplex
Plantes florales à sécher ou à usage industriel	Rosier, iris, jasmin, marjolaine et romarin.

(*) L'irrigation avec des eaux usées épurées est permise à condition que l'on cesse l'irrigation au moins deux (2) semaines avant la récolte. Les fruits tombés au sol ne sont pas ramassés et sont à détruire.

(**) Le pâturage direct dans les parcelles irriguées par les eaux usées épurées est strictement interdit et, ce afin de prévenir toute contamination du cheptel et par conséquent des consommateurs.

III.4.2.1 Norme de réutilisation des eaux usées

L'irrigation, avec des eaux usées épurées des cultures maraîchères dont les produits sont consommés crus est interdite. Les parcelles destinées à être irriguées avec des eaux usées épurées ne doivent porter aucune culture, autre que celles figurant sur la liste indiquée.

Les parcelles irriguées, au moyen des eaux usées épurées, doivent être éloignées de plus de 100 mètres des routes, des habitations, des puits de surface et autres ouvrages destinés à l'alimentation en eau potable. Tout raccordement avec une canalisation transportant de l'eau potable est interdit.

III.4.2.2 Normes de la qualité de l'eau

L'eau est le fluide vital de la vie sur terre et constitue un aliment fondamental, assez rare dans notre pays, qu'il faut protéger contre toute forme de pollution. La préservation de ce facteur exige un contrôle continu pour le comparer avec les

normes nationales .

Tableau III III -2:Recommandations microbiologiques pour la REUE en agriculture.

Groupe des Cultures à irriguer	Critères de qualité microbiologiques	
	Nématodes (oeufs / L) (moyenne arithmétique)	Coliformes Fécaux (CFU /100 ml) (moyenne géométrique)
Irrigation non restrictive. Culture de produits pouvant être consommés crus.	Absence	< 100
Légumes qui ne sont consommés que cuits. Légumes destinés à la conserverie ou à la transformation non alimentaire.	< 0.1	< 250
Arbres fruitiers (1). Cultures et arbustes fourragers(2). Cultures céréalières. Cultures industrielles (3). Arbres forestiers. Plantes florales et ornementales (4).	< 1	Seuil recommandé < 1000
Cultures du groupe précédent (CFU/100ml) utilisant l'irrigation localisée (5) (6).	Pas de norme recommandée	1000

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

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

- (3) Pour les cultures industrielles et arbres forestiers, des paramètres plus permissifs peuvent être adoptés.
- (4) Une directive plus stricte (< 200 coliformes fécaux par 100 ml) est justifiée pour l'irrigation des parcs et des espaces verts avec lesquels le public peut avoir un contact direct, comme les pelouses d'hôtels.
- (5) Exige une technique d'irrigation limitant le mouillage des fruits et légumes.

Tableau III-3:: Recommandations physico-chimiques pour REUE en agriculture

	Paramètres	Unité	CONCENTRATION MAXIMALE ADMISSIBLE
Physiques	Ph	-	6 < pH < 8.5
	MES	mg/l	30
	CE	ds/m	3
	Infiltration le SAR =	ds/m	0.2
	0-3 CE		0.3
	3-6		0.5
	6-12		1.3
12-20	3		
20-40			
Chimiques	DBO ₅	mg/l	30
	DCO	mg/l	90
	Chlorure (Cl)	meq/l	10
	Azote (NO ₃ -N)	mg/l	30
	Bicarbonates (HCO ₃)	meq/l	8.5
Eléments toxiques (*)	Aluminium	mg/l	20.0
	Arsenic	mg/l	2.0
	Cadmium	mg/l	0.05
	Béryllium	mg/l	0.5
	Chrome	mg/l	1.0
	Cobalt	mg/l	5.0
	Cuivre	mg/l	5.0
	Bore	mg/l	2.0
	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	
Sélénium	mg/l	0.02	

	Vanadium	mg/l	1.0
	Zinc	mg/l	10.0

(*) : Pour type de sols á texture fine, neutre et alcalin

III.4.3 Aspect institutionnel

Lors de la mise en œuvre de la concession, les dispositions nécessaires doivent être prises par les différents intervenants, chacun en ce qui le concerne, de façon à prévenir les risques de contamination des eaux de la nappe souterraine et prévenir les risques de contamination des produits agricoles (JO, 2007).

✓ **LES PARTENAIRES PRIVES**

L'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation est soumise au régime de la concession. La concession peut être octroyée à toute personne morale ou physique, de droit public ou privé, qui se propose de distribuer, à des usagers, des eaux usées épurées à des fins d'irrigation. Le dossier de demande de concession est adressé par le demandeur, en double exemplaire, au wali territorialement compétent.

✓ **LES PARTENAIRES PUBLIQUES**

Les services de l'hydraulique de la wilaya sont tenus de mettre en place un dispositif de suivi et de contrôle de la qualité des eaux usées épurées destinées à l'irrigation et l'évolution de la qualité de l'eau de la nappe souterraine. Les services de la santé de la wilaya doivent assurer un contrôle régulier de la santé du personnel affecté à l'irrigation avec les eaux usées épurées. Les services du commerce de la wilaya doivent assurer un contrôle biologique et physico-chimique des produits agricoles irrigués avec les eaux usées épurées.

✓ **DISPOSITIONS FINANCIERES**

Le concessionnaire est tenu de régler les redevances fixées par la loi de finances, dues en raison de l'usage du domaine public hydraulique. Les tarifs applicables pour la fourniture d'eau usée épurée à usage agricole sont fixés conformément à la réglementation en vigueur.

III.5 Aspect environnemental

L'assainissement des agglomérations vise à assurer l'évacuation rapide et sans stagnation des eaux usées domestiques et industrielles susceptibles de donner naissance à des nuisances et des eaux pluviales susceptibles de submerger des lieux habités et ce, dans des conditions compatibles avec les exigences de santé publique et d'environnement.

III.6 L'assainissement

En zone agglomérée, est obligatoire le branchement à l'égout de toute habitation ou

établissement rejetant des eaux usées. Les agglomérations de plus de cent mille (100 000) habitants doivent disposer impérativement de procédés et de systèmes d'épuration des eaux usées, surtout les localités situées dans les périmètres de protection, en amont des ouvrages hydrauliques d'approvisionnement des populations en eau potable.

Il est interdit d'introduire dans les installations d'assainissement toute matière solide, liquide ou gazeuse susceptible d'affecter la santé du personnel d'exploitation ou d'entraîner une dégradation ou une gêne de fonctionnement des ouvrages d'évacuation et de traitement. Les conditions et normes de réalisation des projets d'assainissement, d'exploitation et d'entretien des installations d'évacuation et de traitement des eaux usées sont fixés par la réglementation.

✓ **Protection des sols**

La protection et la préservation des sols nécessitent la réalisation des travaux d'assainissement et de drainage pour lutter notamment contre :

- La submersion prolongée des terres agricoles,
- La salinisation des terres agricoles,
- La remontée du niveau des nappes phréatiques sur les terres cultivées,
- L'érosion des sols.

✓ **LUTTE CONTRE LA POLLUTION DES EAUX**

La protection de la ressource en eau s'apprécie en termes qualitatif et quantitatif. La pollution s'entend comme une modification nocive des propriétés des eaux, produite directement ou indirectement par les activités humaines, les rendant impropres à l'utilisation normale établie. Il est interdit d'évacuer, de rejeter ou d'injecter dans les fonds du domaine public hydraulique des matières de toute nature et ; notamment, des effluents urbains et industriels contenant des substances solides, liquides ou gazeuses, des agents pathogènes, en quantité et concentration de toxicité susceptibles de porter atteinte à la santé publique, à la faune et à la flore ou nuire au développement économique (Décret exécutif n° 93-160 du 10 juillet 1993 (JO, 1993) et décret exécutif n° 06-141 du 19 avril 2006 (JO, 2006).

Tout déversement ou immersion dans les fonds du domaine public hydraulique de matière ne présentant pas les risques prévus, est soumis à concession d'utilisation du domaine public hydraulique, appelée autorisation de déversement. Les conditions de délivrance, de modification ou de retrait de l'autorisation de déversement sont fixées par voie réglementaire. L'autorisation de déversement est refusée notamment lorsque les matières déversées sont de nature à nuire

- à la capacité de régénération naturelle des eaux,
- aux exigences de l'utilisation des eaux réceptives,
- à la protection de la santé publique.

III.7 Traitement et valorisation des eaux usées , l'enjeu pertinent

En Algérie, les eaux usées représenteront un volume très appréciable de près de 2 milliards de m³, si la demande en eau est totalement satisfaite à cet horizon. Un tel volume, une fois épuré, pour des considérations écologiques ou de protection des

ressources en eau, sera très apprécié quant à son utilisation par l'agriculture ou l'industrie. La stratégie du ministère des Ressources en eau dans le domaine de l'épuration est basée sur la protection de la ressource hydrique, l'éradication des fosses septiques, le confort et le bien-être des citoyens, la protection du littoral conformément à la Convention de Barcelone et la réutilisation des eaux usées épurées, notamment à des fins agricoles. Actuellement, l'Algérie dispose de 134 stations d'épuration (STEP et lagunes) en fonctionnement avec une capacité installée estimée à 12 millions EQH (équivalent habitant) soit 800 hm³/an.

La réutilisation des eaux usées épurées notamment à des fins agricoles est devenue l'un des axes principaux de la stratégie du secteur des ressources en eau en Algérie.

L'assainissement en Algérie a toujours fait partie des missions relevant du domaine de l'hydraulique et sa gestion est restée indissociable de celle de l'alimentation en eau potable. « L'assainissement a été considéré comme le parent pauvre des investissements du secteur des ressources en eau ». Depuis l'indépendance et durant les trois premières décennies, les systèmes d'assainissement hérités de la période coloniale étaient basés sur des égouts qui débouchaient sur les oueds pour finir en mer engendrant ainsi la pollution des eaux et du littoral.

Cette situation a changé à la suite de la création du ministère des Ressources en eau, le 25 octobre 2000. En effet, la gestion de l'assainissement dissociée de celle de l'alimentation en eau potable.

La création d'une direction de la gestion de l'assainissement et de la protection de l'environnement au sein de ce ministère s'est concrétisée par une meilleure prise en charge de l'assainissement.

D'autant que les pouvoirs publics ont pris conscience de l'urgence qui devait être prise en considération, en matière de réalisation et de rénovation des réseaux d'assainissement et d'infrastructures d'épuration des eaux usées.

En effet, la mobilisation de l'eau potable, sa distribution, l'assainissement et la mobilisation de la ressource au profit des autres secteurs, y compris l'agriculture, ont composé les grands axes de la nouvelle stratégie élaborée par le ministre des Ressources en eau. Dans le but d'améliorer le taux de collecte des eaux usées, un vaste programme de projets a été lancé durant la période 2000-2010. Ces projets, d'importance nationale, consistaient en la remise à niveau, l'extension du réseau national d'assainissement, la protection des villes contre les inondations et l'épuration des eaux usées par la réalisation de stations d'épuration à travers le territoire national.

D'autant que l'Algérie, pays semi-aride, avait fait face à une sécheresse. Pour faire face à la rareté de l'eau et la rendre disponible, l'Algérie a investi durant les dix dernières années 25 milliards de dollars. Cependant, la disponibilité de l'eau n'était pas le seul défi de l'Algérie puisque la distribution posait problème, 30% de l'eau était perdue à cause de l'état défectueux des réseaux, de la mauvaise gestion et du déficit en stations d'épuration. Pour rappel, l'Algérie ne comptait, en 1999, que 45 stations d'épuration, réalisées depuis l'indépendance dont 12 seulement en service en 2000 avec une capacité de traitement qui ne dépassait pas 90 millions d'eau usée traitée.

Ayant pris conscience de l'urgence en matière de réalisation et de rénovation des réseaux d'assainissement et d'infrastructures d'épuration des eaux usées,

« un conseil des ministres a été réservé, en 2004, exclusivement à l'assainissement. Depuis, le problème a été sérieusement pris en charge. C'est ainsi qu'il a été décidé le lancement de 158 projets neufs de réalisation d'infrastructures d'épuration, tous programmes confondus, pour un montant global dépassant les 200 milliards de dinars. Ces projets ont été sanctionnés par la réception de 134 stations d'épuration avec une capacité installée estimée à 12 millions EQH soit 800 hm³/an sur un volume d'eau rejeté estimé à 1,4 milliard m³/an. Une bonne partie du volume épuré est réutilisée pour l'irrigation.

En Algérie, les eaux usées représenteront un volume très appréciable de près de 2 milliards de m³, si la demande en eau est totalement satisfaite à cet horizon. Un tel volume, une fois épuré, pour des considérations écologiques ou de protection des ressources en eau, sera très apprécié quant à son utilisation par l'agriculture ou l'industrie. La stratégie du ministère des Ressources en eau dans le domaine de l'épuration est basée sur la protection de la ressource hydrique, l'éradication des fosses septiques, le confort et le bien-être des citoyens, la protection du littoral conformément à la Convention de Barcelone et la réutilisation des eaux usées épurées, notamment à des fins agricoles. Actuellement, l'Algérie dispose de 134 stations d'épuration (STEP et lagunes) en fonctionnement avec une capacité installée estimée à 12 millions EQH (équivalent habitant) soit 800 hm³/an. La réutilisation des eaux usées épurées notamment à des fins agricoles est devenue l'un des axes principaux de la stratégie du secteur des ressources en eau en Algérie.

L'assainissement en Algérie a toujours fait partie des missions relevant du domaine de l'hydraulique et sa gestion est restée indissociable de celle de l'alimentation en eau potable. « L'assainissement a été considéré comme le parent pauvre des investissements du secteur des ressources en eau ». Depuis l'indépendance et durant les trois premières décennies, les systèmes d'assainissement hérités de la période coloniale étaient basés sur des égouts qui débouchaient sur les oueds pour finir en mer engendrant ainsi la pollution des eaux et du littoral.

Cette situation a changé à la suite de la création du ministère des Ressources en eau, le 25 octobre 2000. En effet, la gestion de l'assainissement dissociée de celle de l'alimentation en eau potable.

La création d'une direction de la gestion de l'assainissement et de la protection de l'environnement au sein de ce ministère s'est concrétisée par une meilleure prise en charge de l'assainissement.

D'autant que les pouvoirs publics ont pris conscience de l'urgence qui devait être prise en considération, en matière de réalisation et de rénovation des réseaux d'assainissement et d'infrastructures d'épuration

des eaux usées.

En effet, la mobilisation de l'eau potable, sa distribution, l'assainissement et la mobilisation de la ressource au profit des autres secteurs, y compris l'agriculture, ont composé les grands axes de la nouvelle stratégie élaborée par le ministre des Ressources en eau.

Dans le but d'améliorer le taux de collecte des eaux usées, un vaste programme de projets a été lancé durant la période 2000-2010. Ces projets, d'importance nationale, consistaient en la remise à niveau, l'extension du réseau national d'assainissement, la protection des villes contre les inondations et l'épuration des eaux usées par la réalisation de stations d'épuration à travers le territoire national.

D'autant que l'Algérie, pays semi-aride, avait fait face à une sécheresse. Pour faire face à la rareté de l'eau et la rendre disponible, l'Algérie a investi durant les dix dernières années 25 milliards de dollars. Cependant, la disponibilité de l'eau n'était pas le seul défi de l'Algérie puisque la distribution posait problème, 30% de l'eau était perdue à cause de l'état défectueux des réseaux, de la mauvaise gestion et du déficit en stations d'épuration. Pour rappel, l'Algérie ne comptait, en 1999, que 45 stations d'épuration, réalisées depuis l'indépendance dont 12 seulement en service en 2000 avec une capacité de traitement qui ne dépassait pas 90 millions d'eau usée traitée.

Ayant pris conscience de l'urgence en matière de réalisation et de rénovation des réseaux d'assainissement et d'infrastructures d'épuration des eaux usées, « un conseil des ministres a été réservé, en 2004, exclusivement à l'assainissement.

Depuis, le problème a été sérieusement pris en charge. C'est ainsi qu'il a été décidé le lancement de 158 projets neufs de réalisation d'infrastructures d'épuration, tous programmes confondus, pour un montant global dépassant les 200 milliards de dinars. Ces projets ont été sanctionnés par la réception de 134 stations d'épuration avec une capacité installée estimée à 12 millions EQH soit 800 hm³/an sur un volume d'eau rejeté estimé à 1,4 milliard m³/an. Une bonne partie du volume épuré est réutilisée pour l'irrigation.

À l'horizon 2015, 66 autres stations seront réceptionnées, ce qui portera le nombre des stations d'épuration en exploitation à 200 dont 12 destinées à la protection du littoral. A titre d'exemple, on citera la station d'El-Karma dans la wilaya d'Oran dont les eaux traitées sont utilisées dans l'irrigation agricole de la plaine de Melata située au sud de la wilaya,

sur une superficie de 8100 hectares. Les superficies agricoles irriguées de la wilaya connaîtront ainsi une augmentation au cours des prochaines années pour atteindre 15.000 ha contre 6.365 actuellement. Tandis que le périmètre de Hennaya s'étendant sur 912 ha est irrigué à partir des eaux épurées de la station d'épuration (STEP) d'Ain Hout, Chétouane à Tlemcen. A Constantine, le périmètre d'irrigation à partir de la STEP de Hamma Bouziane s'étend sur une superficie de 327 ha, alors que le périmètre de Dahmouni est de 1214 ha dans la wilaya de Tiaret. Tandis que le périmètre d'irrigation à partir de la STEP de la ville de Bordj Bou Arreridj avoisine les 350 ha.

La gestion intégrée et les eaux usées

La définition de la gestion intégrée des ressources en eau formulée par le Partenariat mondial pour l'eau fait désormais autorité. Elle établit que « la gestion intégrée des ressources en eau est un processus qui encourage la mise en valeur et la gestion coordonnées de l'eau, des terres et des ressources associées, en vue de maximiser le bien-être économique et social qui en résulte d'une manière équitable, sans compromettre la pérennité des écosystèmes vitaux » (WWAP, 2009).

Les dirigeants, publics et privés, ont des décisions à prendre en matière de réutilisation des eaux usées en agriculture. Ils sont confrontés à la nécessité d'exploiter des quantités en augmentation, afin de répondre aux demandes toujours plus grandes. Des facteurs tels que les changements démographiques et les besoins élevés en eau pour l'agriculture, accentuent encore les enjeux liés à la réutilisation des eaux usées. Lorsque l'approche fragmentée traditionnelle n'est plus viable, il convient d'adopter une approche efficace de la gestion.

La gestion intégrée des eaux usées épurées en Algérie, désormais institutionnellement reconnue comme un modèle de partenariat public privé, est la meilleure approche pour une mise en valeur et une gestion efficace et durable des eaux usées épurées, face à des demandes en eau en augmentation.

III.8 CONCLUSION

En Algérie, la présence de normes de rejet spécifiques à la réutilisation des eaux usées en agriculture (Décret exécutif n° 93-160 du 10 juillet 1993 et décret exécutif n° 06-141 du 19 avril 2006) ainsi que la présence de textes réglementaires fixant la modalité de réutilisation des eaux usées et la liste des cultures et les conditions de leur irrigation par la eaux usées épurées (Décret exécutif n° 07-149 de 20 mai 2007 et l'arrêté interministériel du 2 janvier 2012) constituent un promotion de projets de réutilisation des eaux usées épurées.

Les dirigeants, publics et privés, ont des décisions à prendre en matière de réutilisation des eaux usées en agriculture. Ils sont confrontés à la nécessité d'exploiter des quantités en augmentation, afin de répondre à une demande

toujours plus grande. La gestion intégrée des eaux usées épurées en Algérie, désormais institutionnellement reconnue comme un modèle de partenariat public- privé, est la meilleure approche pour une mise en valeur et une gestion efficace et durable des eaux usées épurées, face à des demandes en eau en augmentation.



Chapitre IV: Recueil de données de base

IV. Chapitre III: Recueil de données de base

IV.1 Introduction

L'étude de la station d'épuration des eaux usées de la ville de RAHOUIA implique la concrétisation rapide du projet de réalisation d'une station d'épuration qui :

- Induira à la prescription des différentes unités de productions existantes et futures quant à l'installation de stations de prétraitement à leurs niveaux pour éviter des impacts néfastes qui ne portent que des préjudices à la ville.
- Apportera un plus au potentiel agricole de la ville de RAHOUIA qui dicte la richesse de celle-ci. Où les terres pourront bénéficier des eaux traitées pour leur irrigation.

Cette station aura pour objectif donc de résoudre la problématique de dépollution d'une partie des effluents générés par la ville de RAHOUIA et ceux générés par les extension de celle-ci qui prennent de plus en plus d'étendues ainsi que de sensibiliser les autorités concernées à prendre conscience de l'ampleur des risques encourus par les rejets des quelques unités de production existantes que compte la ville ainsi que celles prévues à moyen et à long terme (des unités implantées d'une manière légale ou illégale) et de prendre les dispositions nécessaires pour parvenir à les atténuer.

IV.2 Description de la zone d'études

IV.2.1 Situation administrative

La ville de RAHOUIA est distante de 40 Km de la Wilaya de TIARET, elle a un double rôle administratif étant donné qu'elle est le chef-lieu de daïra et de commune. Elle est considérée comme l'une des plus importantes communes de la wilaya de Tiaret de part sa position géographique qui constitue un lieu de passage privilégié en tant que ville relai entre Tiaret et au-delà vers le Sud et la métropole Oranaise, RELIZANE et Mascara.

La commune de RAHOUIA s'étend sur une superficie de 27.554 Ha.

- Au nord : Les communes de Mendez, Oued Essalem et Sidi Ali Mellal ;
- A l'Ouest : La commune de Oued Essalem (Wilaya de Relizane) ;
- A l'Est : Les communes de Sidi Ali Mellal et Guertoufa ;
- Au Sud : Les communes de Djillali Ben Amar et Machraa Sfa.

IV.2.2 Situation géographique

Une position géographique stratégique, faisant de la commune de RAHOUIA la ville carrefour des grandes villes de l'ouest Algérien.

La ville de RAHOUIA se situe au Nord-Ouest de l'Algérie. Elle est installée sur un terrain peu accidenté au pied des collines qui la dominant, elle se situe sur une moyenne altitude de

590 m environ. Elle se situe sur les axes de transit RN 23 et RN 91 et constitue un pôle d'attraction avantageux qui permet et favorise le développement du tertiaire.

Les sols sont variés et la pluviométrie moyenne annuelle varie de 370 mm à 385 mm par an. Le relief est accidenté et présente une forte sensibilité à l'érosion parmi les plus sensibles du pays.

Le climat est de type méditerranéen avec une tendance à la semi aridité. Les changements de temps et les chutes de pluies se manifestent surtout à la fin de l'automne et au début du printemps.

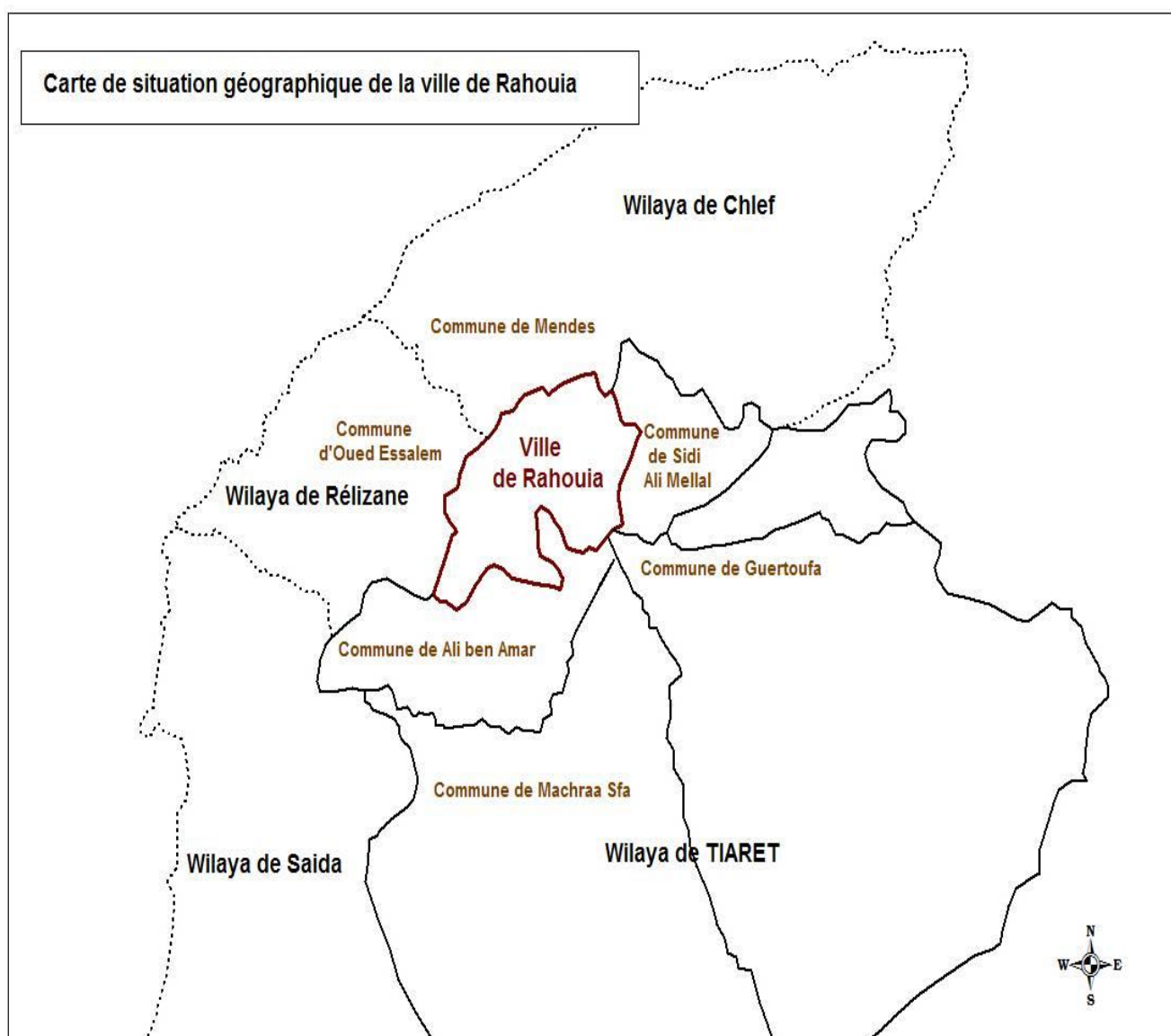


Figure IV-1:carte de la situation géographique de la ville de Rahouia

IV.2.3 Caractéristiques physique de la ville de RAHOUIA

IV.2.3.1 Relief

La ville de RAHOUIA est située sur les hautes plaines de Ghriss et Tighénif. Les collines centrales des Beni Chougrane sont dominées au Sud par le massif d'Oueiles, à l'Est par le plateau de Sidi Daho et au Nord par la forêt de Fergoug. A l'Ouest elles sont délimitées par la vallée de l'Oued et se dirige vers la plaine sublittorale appelée communément les plaines de Habra, la pente varie de 10% et 15%. Elle constitue une limite et une liaison entre deux ensemble homogènes bien distincts :

- Au Sud, les plaines du littoral qui sont composées de terrains plats de très bonne valeur agricole où la pente n'excède pas les 5%.
- Au Nord, les montagnes de Beni Chougrane avec des pentes supérieurs à 20 % atteignant ainsi les 500 m altitude.

IV.2.3.2 Géologie

La région est caractérisée par la bonne épaisseur des alluvions ainsi que la profondeur des sols. Tandis que la présence d'une croûte calcaire constitue une contrainte majeure ainsi que la profondeur limitée dans les zones des bas piémonts selon la morphologie et le substratum.

Les sols dans cette région sont constitués par l'apport d'alluvions du quaternaire continental. La fertilité des sols est due en grande partie à la présence d'une importante nappe phréatique.

IV.2.3.3 Réseau Hydrographique

La Commune de RAHOUIA est traversée au sud-est par oued El Hadj sur lequel se trouve une retenue collinaire, au nord-est par oued Ladhém et à l'ouest par oued Melha.



Figure IV-2:bassin versant d'oued Malha

IV.3 La structure de la ville et son développement

La ville de RAHOUIA présentait une population à caractère rurale qui s'est convertie ultérieurement à une population de type urbaine et ce suite aux changements des

composantes humaines, culturelles, et sociales qu'a connu la ville de RAHOUIA depuis sa promotion en tant que chef lieu de Daïra. De par ce rôle, elle a subi depuis les deux dernières décennies des mutations profondes, qui ont affecté son aspect physique et socio-économique.

La vocation de la ville reste toutefois liée aux services tertiaires, l'agriculture et l'élevage.

Les trois zones qui s'approprient actuellement à recevoir des extensions conformes aux normes d'urbanismes sont:

- Le Nord
- Le Nord/Ouest.

IV.4 Détermination de l'origine des eaux usées

Avant de prévoir un quelconque système d'épuration, il est impératif de procéder à une synthèse des données concernant la qualité de l'eau usée et donc les caractéristiques des eaux résiduaires comprenant les eaux urbaines provenant des ménages, les eaux vannes et les eaux industrielles assimilables aux eaux usées urbaines en d'autres termes biodégradables.

IV.4.1 Etude démographique

IV.4.1.1 Données démographiques

L'analyse de l'évolution de la population est un élément pertinent pour la prise en compte de la quantité de pollution engendrée par une communauté donnée et donc permet de nous renseigner a priori sur la taille de la station d'épuration.

Ainsi, la détermination de la capacité de l'installation épuratoire est fonction du nombre d'habitations susceptibles d'être raccordés au réseau d'assainissement.

Nous procéderons dans ce qui suit, à l'évaluation de la population actuelle, ainsi que son évolution dans les années à venir; celle-ci nous servira de base pour la détermination de la capacité de l'installation épuratoire à prévoir, et ce pour faire face aux besoins locaux en matière d'assainissement et d'épuration des eaux jusqu'à un horizon défini.

IV.4.1.2 Estimation de la population actuelle et future

Pour le dimensionnement de la station d'épuration, nous devons prendre en compte le cas le plus défavorable, c'est à dire le cas où les débits des eaux usées attendus à l'installation épuratoire sont maximums notamment en période d'averses où la ville connaît un apport important d'eaux pluviales.

Il sera donc nécessaire de tenir compte des gros consommateurs d'eau soient :

La population, les activités sanitaires, le secteur scolaire, etc.

La ville de RAHOUIA englobera donc la population de toute la commune comptant ainsi son agglomération chef lieu et sa zone éparsée.

Tableau IV-1: Evaluation de la population entre 1990/2022

Horizons	1990	1997	2010	2017	2022
Population De la ville	4.455	6.346	9.405	13.997	22.038
Taux d'accroissement %	3,27	4,01	3,68	6,69	

Source d'information: DPAT, RGPH.

La croissance de la population de la ville de RAHOUIA a connu une assez forte évolution entre les années 1990 et 1997 avec des taux qui varient de 3 % à 4 %.

La ville connaît un réel surcroît de sa population entre 1990 et 2022 où le taux d'accroissement atteint 6,69 %. Celui-ci est dû aux mouvements migratoires qu'a connus la ville traduite par l'exode rural, la situation sécuritaire ainsi que l'offre d'emploi qu'ont générée les activités liées à l'agriculture. Cette évolution tend à se stabiliser autour d'un taux variant entre 2 et 3 %.

Nous opterons pour un taux d'accroissement de **2 %** (qui représente le taux d'accroissement de la wilaya de Tiaret) pour le moyen terme (2020) et le long terme (2035) et ce selon les recommandations de la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tiaret. Car d'après eux le chef lieu connaît certes une assez forte croissance mais celui-ci connaîtra une certaine stabilité, en améliorant la périphérie du chef lieu (agglomérations secondaires et zone éparsée), en urbanisation, en équipements et infrastructures de base, et par conséquent mettre fin à l'exode rural.

La population de RAHOUIA connaîtra une tendance dans son évolution future suivant la formule du taux d'accroissement exponentielle :

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

Avec :

P = Population future ;

P₀ = Population résidente à l'année considérée comme référence ;

n = Nombre d'année séparant l'année de référence et l'année prise en compte ;

T = taux d'accroissement.

Sur la base du taux d'accroissement recommandé ultérieurement, l'évolution de la population se situe de la manière suivante pour la ville de RAHOUIA.

Tableau IV-2:Evolution de la population future/2022/2035

Horizons	2022	2025	2030	2035
Population De la ville	22.038	24.331	29.660	39.918
Taux d'accroissement %	2	2	2	

IV.4.2 Infrastructures socio-économiques

IV.4.2.1 Equipements

Les équipements proprement dits, hormis le logement, englobent une gamme d'extrême étendue d'installations fixes, édifices pour la plupart, dont la disposition harmonieuse et hiérarchisée constitue l'essence même de la ville.

Nous donnerons ici au mot équipement son acception la plus générale comprenant toutes les installations nécessaires à l'homme pour exercer ces activités et satisfaire ses divers besoins.

Les services et équipements grands consommateurs d'eau qui peuvent constituer une source de pollution hydrique sont définis comme suit :

IV.4.2.1.1 Equipements éducatifs

Tableau IV-3:Education et Formation.

Infrastructures socio-économiques (Education et Formation)	Nombre	Effectifs
Formation Professionnelle (Etablissements et annexes)	1	410 stagiaires + 57 inscrits = 467 personnes

Enseignement secondaire	2	782 étudiants + 56 enseignants + 60 administrateurs = 898 personnes
Enseignement fondamental 3 ^{ème} cycle	3	1420 élèves + 71 enseignants + 20 administrateurs = 1511 personnes
Enseignement fondamental premier et second cycle	13	2976 élèves + 24 enseignants = 3000 personnes

Source d'information: DPAT Tiaret 2005.

IV.4.2.1.2 Equipements Sanitaires

La ville de RAHOUIA dispose de plusieurs équipements sanitaires parmi lesquels :

- 1 Hôpital comptant une Polyclinique d'une capacité de 60 lits;
- 4 salles de soins présentent dans les zones rurales.

La ville de RAHOUIA compte un effectif de personnel médical de 18 personnes et paramédical de 57 personnes soit un total de 75 personnes.

III.4.2.1.3. Equipements culturels et sportifs

- Une maison de jeunes d'une capacité de 260 individus.
- Un stade communal d'une capacité de 1000 individus ;
- Un stade de Hand-ball ;
- Un terrain combiné ;
- Une bibliothèque communale ;
- Un centre culturel ;
- Deux salles spécialisées.

IV.4.2.1.3 Equipements divers

- Deux bains (Hammams) ;
- Une gare routière de transport Urbain
- Une gare ferroviaire ;
- Un abattoir ;
- Trois douche

IV.4.2.1.4 Equipements administratifs et services

- Siège Daïra ;
- Siège d'APC et annexe ;
- Subdivision de l'hydraulique ;
- Antenne des PTT;
- Siège ADE ;
- Banque BADR ;
- CASORAM ;
- Inspection des impôts ;
- Mutuelle agricole ;
- Antenne Sonelgaz ;
- Subdivision agricole ;
- Subdivision des infrastructures de bases ;
- Brigade de gendarmerie ;
- Sûreté de Daïra (Police) ;
- Unité de protection civile ;

- Direction d'urbanisme de la
Construction et de l'habitat
(D.U.C.H) ;

- Siège de garde communale;

- Bureaux de postes

Et télécommunication.

IV.4.2.1.5 Equipements religieux

- Trois (03) mosquées existantes et une en cours de réalisation ;
- Neuf salles coraniques (09) ;
- Effectifs entre Imam, enseignants coran, Tolba ... etc 20 personnes.

IV.4.2.1.6 Equipements projetés

La ville de RAHOUIA a certes bénéficié d'un plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (PDAU) mais ce dernier est actuellement sujet a une révision puisqu'il a atteint déjà l'ensemble de ces horizons d'études dont le dernier est l'année 2005. Ce qui ne nous permet pas de nous informer sur les équipements projetés pour les horizons d'études que nous avons préconisé pour notre présente étude. Ceci dit, quelques équipements qui sont actuellement en cours de réalisation et projetés à cours terme nous ont été renseignés par le président d'assemblée populaire de RAHOUIA :

- Une brigade de gendarmerie Une brigade motorisée (motards) ;
- Siège de la Casoral;

- Siège de tribunal d'une superficie de 9800 m² ;
- Un commissariat ;
- Une crèche ;
- Deux Hammams ;
- Un complexe de proximité (qui est en cours).
-

IV.4.3 Inventaire des industries existantes et projetées

IV.4.3.1 Industries existantes

La ville de RAHOUIA compte deux unités industrielles qui sont implantés au sein même de son tissu urbain.

Il est à signalé que la ville de RAHOUIA ne compte pas beaucoup d'unités industrielles. Raison pour laquelle la ville s'est donc tournée vers d'autres secteurs à savoir :

- ▶ Le secteur primaire et tertiaire.

Tableau III-4 Activités industrielle existantes dans la ville de Rahouia

N°	Nom unité/Etablissement	Statut Juridique	Secteur d'activité
1	ONAB	Public	Unité d'alimentation de bétail
2	Briqueterie	Public	Matériaux de constructions

Source d'information: APC RAH

Néanmoins, leurs rejets s'acheminent vers le réseau de la ville est donc directement dans le milieu naturel (Oued el Malha). A la longue, ces rejets agissent et d'une manière très néfaste sur l'environnement.

IV.4.3.2 Industries projetées

La ville de RAHOUIA jouira d'un potentiel agricole important, riche et intensifié si des mesures sérieuses seront prises en considération par les services concernés quant aux moyens éventuels pour le renforcement de l'apport en eau pour redonner vie à ces riches terroirs agricoles qui sont très mal exploités jusque là. L'agriculture demeure donc une activité convoitée par la population locale de la ville.

Dans ce contexte, l'industrie à promouvoir dans cette commune devrait être liée aux potentialités locales de la ville comme :

► *L'industrie liée à l'agro pastoralisme (la commune dispose d'un potentiel agricole important) qui doit être impérativement pris en charge, préservé et approfondie.*

IV.5 Ressources hydriques

IV.5.1 Alimentation en eau potable

L'alimentation de la ville de RAHOUIA est assurée par le barrage de Bekhedda qui mobilise 1700 m³/j et qui demeure le seul apport de la ville.

Des efforts ont été entrepris par les services concernés ainsi que par des particuliers pour essayer de combler le déficit en eau que témoigne la ville par d'éventuels forages et à la recherche de sources d'eau mais ces efforts sont restés vains.

La ville de RAHOUIA est dotée d'un réseau d'alimentation en eau potable qui permet le raccordement de la plupart des habitations existantes, soit 95 % des logements sont raccordés.

Sources : Subdivision de l'hydraulique, RAHOUIA.

IV.5.2 Ouvrage de stockage

La ville de RAHOUIA est dotée de trois (03) réservoirs d'eau situés au centre ville:

- 1 réservoir d'une capacité de 1000 m³.
- 1 réservoir d'une capacité de 800 m³.
- 1 réservoir d'une capacité de 500 m³.

Soit une capacité de stockage globale de 2300 m³.

IV.5.3 Dotation**IV.5.3.1 Evaluation des besoins en eau en fonction de la taille de l'agglomération**

Pour l'évaluation des besoins en eau potable de notre zone d'études, il a été retenu la dotation unitaire de 50 l/j/hab.

Nous préconisons :

- La même dotation pour le court terme, car d'après les responsables de l'Algérienne des eaux (ADE) de la ville de RAHOUIA qui craignent une régression de cette dotation vu la carence qu'enregistre celle-ci en terme de ressources hydriques.
- Et une dotation de 100 l/j/hab pour le moyen et le court terme, puisqu'on prévoit l'amélioration de la ressource à ces termes.

(Source : ADE-RAHOUIA)

A. Besoins futurs

Les besoins futurs seront déterminés en fonction de la population projetée ou la capacité des sites à desservir selon l'horizon envisagé et sa dotation recommandée.

Les besoins en eau de la population de RAHOUIA et des équipements grand consommateur d'eau, seront évalués en fonction des dotations spécifiques à chaque usage et seront légèrement majorés pour améliorer le service à long terme.

Les grosses consommations ont toujours une raison d'être et du moment que nulle expansion Industrielle à forte consommation d'eau n'a pu être encore projetée.

Toutefois, un calcul décomposé des besoins en eau, ne donnerait pas une grande différence dans les résultats par rapport à une dotation urbaine.

A.1. Evolution de la consommation d'eau de la population de la ville de RAHOUIA

Tableau IV.5: Evolution de la consommation en eaux

Horizon	2022	2025	2030	2035
Nombres d'Habitants	22.038	24.331	29.660	39.918
Dotation l/J/hab	50	50	100	100
Besoins m³/j	1101,9	1216,55	2966	3991,8

A.2.a. Evolution de la consommation des équipements de bases existants dans la ville de RAHOUIA

Tableau IV.56 : Consommation des équipements de bases existant

Equipements	Dotation	Capacité	Consomma tion totale (m³/j)
Equipements scolaires			
Fondamental 1 ^{er} et 2 ^{ème} cycle	20 l/j/pers	4511 personnes	90,22
Secondaire	20 l/j/ pers	898 personnes	17,96
Formation professionnelle	30 l/j/ pers	467 personnes	14,01
Equipements sanitaires			2,8
Equipements culturels et sportifs			
Une maison de jeunes	10 l/j/ pers	-	0,22
Un stade communal	5 l/j/pers -10 l/j/spor	-	
Un stade de Hand-ball		-	
Un terrain combiné	5 l/j/pers -10 l/j/spor	-	
Une bibliothèque communale	5 l/j/pers -10	-	
Un centre culturel	l/j/spor	200 m ²	
Deux salles spécialisées	4 l/j/m ² 4 l/j/m ²		

Equipements administratifs et services	15 l/personne	-	0,56
Equipements commerciaux	-	-	0,44
Equipements religieux			
75 Mosquées	5 l/j/m ²	-	0,67
Quatre (4) écoles coraniques	5 l/j/m ²	-	
Sept (7) Zaouia	5 l/j/m ²	-	
Equipements divers			
Un abattoir	-		0,83
Hammams	200 l/j/ pers	100	5
Douches	100 l/j/ pers	15	5
stations de lavage	100 l/j/véhicule	10	1,67
Total	-	-	<u>139,38</u>

A.2.b. Consommation des équipements projetés pour la ville de RAHOUIA

Comme on n'a pas d'information concernant la capacité des quelques équipements projetés pour le court terme indiquées par l'APC ainsi que ceux prévus pour le long terme, on préconise le même débit de consommation des équipements pour le court et le moyen terme et on majore ce débit de 50% pour le long terme.

Les équipements projetés consommeront donc un débit de 139,38 m³/j pour le court et moyen terme (2015/2020) et 209,07 m³/j pour le long terme (2035).

A.3. Consommation en eaux des activités industrielles existantes et futures

L'ensemble de ces unités industrielles sont en activité actuellement, celles-ci consomment près de 690 m³/mois soit un débit total de 23 m³/j dont 8 m³/j consommation de l'ONAB et 15 m³/j consommation de l'unité de briqueterie. Ces dernières rejettent leurs eaux usées directement dans l'oued.

La ville de RAHOUIA dispose d'un certain nombre d'axes majeurs d'infrastructures (Route, Gaz naturel, Electricité moyenne et haute tension) qui offrent un support intéressant pour l'accueil d'autres unités de production susceptibles d'entraîner de façon valable le développement de la ville.

Néanmoins, nous signalerons tout de même que si d'autres implantations industrielles sont prévues à moyen ou à long terme, leurs rejets industriels futurs ne peuvent être admis en station d'épuration, sans aucun prétraitement. Pour ce faire, il faut mettre en place un procédé d'épuration adapté, sur le site même des usines de production avant leurs rejets dans le réseau d'assainissement de la ville.

IV.6 Consommation en eau potable

IV.6.1 Consommation en eau potable de la ville de RAHOUIA

Tableau IV.6 :Récapitulatif des besoins en eau potable de la ville de Rahouia

Horizons	Unités	An 2022	An 2025	An 2030	An 2035
Populations	Hab	22.038	24.331	29.660	39.918
Consommation en eau	m ³ /j	1101,9	1216,55	2966	3991,8
Consommation équipements	m ³ /j	139,38	139,38	139,38	209,07
Consommation industries	m ³ /j	23	23	34,5	34,5
Total	<u>m³/j</u>	<u>1264,28</u>	<u>1378,93</u>	<u>3139,88</u>	<u>4235,37</u>

La consommation en eau des industries a été donnée globalement par l'ADE.

Nous préconisons que le même débit de consommation de ces dernières 23 m³/j pour le court terme et sera majorée également de 50 % pour le moyen (2022) et le long terme (2035) soit 34,5 m³/j, car on suppose que les unités de production verront développer d'autres annexes de productions, vu l'augmentation de la population et donc de la demande. Il sera important aussi de tenir compte de la quantité d'eau nécessaire pour les horizons futurs et de son stockage ultérieur.

2. Evaluation et perspectives de la balance hydrique

Le tableau qui va suivre nous renseigne sur le déficit que connaîtra la ville en cette matière.

Tableau V.8.2.1.1.1: Balance de la ressource hydrique

<u>Désignation</u>	<i>Actuelle 2022</i>	<i>Horizon 2024</i>	<i>Horizon 2025</i>	<i>Horizon 2035</i>
Consommation d'eau totale en m ³ /j	1264,28	1378,93	3139,88	4235,37
Quantité produite actuellement 2022 en m ³ /j	1700 m³/j			
Capacité de stockage actuelle 2022 en m ³	2300 m³/j			

Pour l'horizon 2024:

En matière de stockage on n'accuse pas de déficit pour le court terme.

S'agissant de la production de la quantité d'eau, celle-ci sera aussi comblée.

Pour l'horizon 2025:

En matière de stockage on accuserait un déficit de 939,88 m³/j.

S'agissant de la production de la quantité d'eau, celle-ci devra s'accroître de 1439,88 m³/j pour combler le déficit en 2020.

Pour l'horizon 2035:

En matière de stockage on accuse un déficit de 1935,37 m³.

La production quant à elle enregistre un déficit de 2535,37 m³/j.

Pour le stockage des besoins futurs d'eau (Moyen et long terme 2020/2035), on recommande la réalisation d'autres ouvrages de stockage qui permettront de combler les déficit. Quant à la production des quantités d'eau nécessaire pour les besoins futurs (2025/2035), celle –ci ne peut être absorbée que par le renforcement de l'alimentation de la ville à partir du barrage de Bekhedda comme il est envisagé de le faire.

IV.7 Assainissement

L'assainissement est un élément de l'infrastructure qui doit retenir une attention particulière dans les projets pour assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejets dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

La ville de RAHOUIA est dotée d'un réseau d'assainissement du type unitaire, qui est un ensemble de tronçons ramifiés à partir de l'amont jusqu'à l'exutoire. Le réseau est dépourvu de station de relevage.

La ville comprend 2 rejets :

- Le premier qu'on nommera **Rejet 1**, est le rejet principal qui draine 80 % des eaux usées de la ville. Il se situe au nord-ouest de la ville et parallèlement à la RN 23 en allant vers RELIZANE, il déverse ses eaux dans Oued el Malha.
- Le **Rejet 2** se trouve à l'est de la ville, sur la RN 23 en allant vers Mostaganem et Laghouat. Il évacue 20 % des eaux usées de la ville vers oued el Hadj. Ce Rejet, présente un inconvénient quant à son exploitation puisqu'il se trouve sur le passage d'un Pipe (Sonatrach).

Les eaux usées ne sont pas épurées, elles se jettent dans les deux oueds qui traversent la région et qui constituent les milieux récepteurs :

- ▶ Oued el Malha, qui reçoit le rejet principal de la ville de RAHOUIA.
- ▶ Oued el Hadj, qui reçoit une partie des eaux usées de la ville (rejet secondaire).

L'évacuation hygiénique de toutes les eaux usées, eaux vannes et pluviales peuvent être nuisibles après leur réintégration dans le cycle hydrologique naturel.

Le taux de raccordement des habitations est de l'ordre de 95 %, les collecteurs principaux dont les diamètres varient entre 600 et 700 mm sont en béton armé et en amiante.

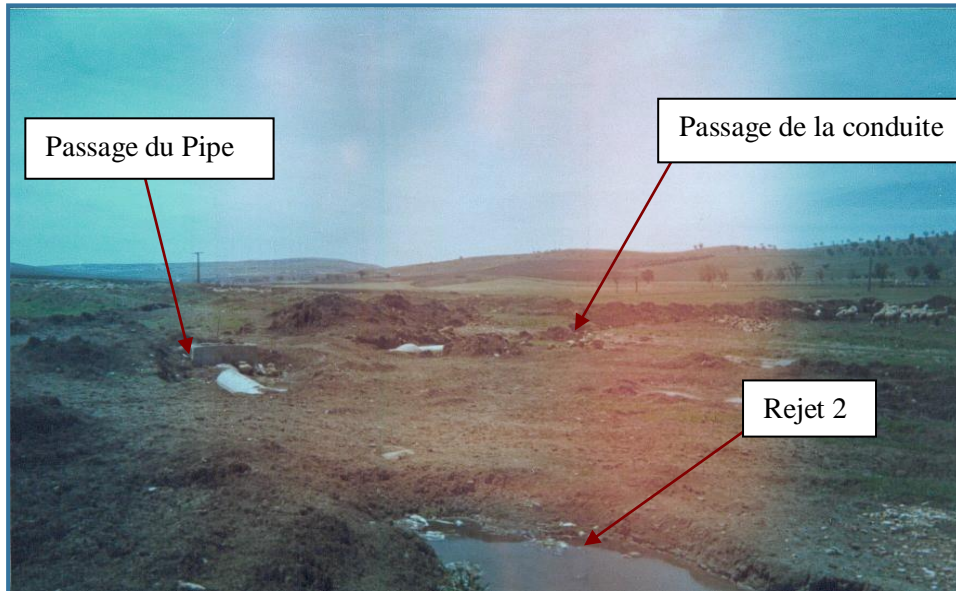


Figure III-3 Etat du rejet secondaire de la ville de Rahouia

IV.8 Estimation du débit des eaux usées

Pour l'estimation du débit des eaux usées, il faut prendre en considération le taux de raccordement et le taux de réduction des eaux usées à canaliser.

Le taux de raccordement au réseau sera :

- 2022 : TC1 = 95 %
- 2035 : TC2 = 100 %

Le taux de retour à l'égout : TR = 80 %

Le coefficient global de réduction R = TR x TC, d'où

- R1 = 95 % x 80 % = 0.76
- R2 = 100 % x 80 % = 0.80

Ainsi les volumes journaliers des rejets seront fixés respectivement à 76 % et 80 % de ceux des eaux potables consommées.

➤ **Débit moyen horaire**

$$Q_m = Q_j / 24 \text{ (m}^3 \text{/h)} \quad \text{avec} \quad Q_j : \text{débit moyen journalier}$$

➤ **Débit de pointe par temps sec**

$$Q_{ps} = C_{ps} \times Q_m \quad \text{avec} \quad C_{ps} : \text{coefficient de pointe en temps sec}$$

$$C_{ps} = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_m} \quad / \quad Q_m (l/s)$$

➤ **Débit de pointe en temps de pluie**

$$Q_{pp} = Q_m \times C_{pp} \quad \text{avec} \quad C_{pp} : \text{coefficient de dilution en temps de pluie.}$$

Les résultats du tableau précédent ont pris en charge ce qui suit :

- Les équivalents habitants ont été déterminés pour la ville de RAHOUIA à partir des prévisions évaluées en fonction du taux d'accroissement recommandé par la DHW.
- Ainsi que les dotations prévues et résolues par nos services en concertation avec l'ADE de la ville de RAHOUIA.

IV.9 Le milieu récepteur

Les rejets des eaux usées domestiques et industrielles déversées sans aucun traitement préalable dans l'Oued el Malha et oued el Hadj, entraînent une pollution certaine des eaux superficielles et des cultures irriguées proches d'où la nécessité de la mise en service de la station d'épuration pour éviter d'accroître les risques de contamination du milieu naturel. La partie de l'oued qui recevra les eaux épurées devra être aménagée, pour permettre l'écoulement normal des eaux.

IV.10 Le site d'implantation

Le site proposé par la subdivision de l'hydraulique et de l'APC RAHOUIA, se situe à plus d'1 Km au Nord-Ouest de la ville, à proximité du rejet principal (Rejet 1), il borde la RN 23 reliant Tiaret à RELIZANE. La superficie de ce site avoisine 3 à 4 ha.

Le site a été proposé par les services techniques de l'hydraulique et de l'A.P.C puis adopté par notre équipe technique pour les diverses raisons suivantes :

- Terrain communal.
- Accessibilité du site.
- Relief du site (pas très accidenté).
- Présence de sources énergétiques (électricité).
- Présence d'un milieu récepteur naturel (Oued Melha).
- Proximité du collecteur général du réseau d'assainissement.
- Disponibilité d'importantes surfaces agricoles avoisinant le site.
- Eloignement du centre urbain afin d'éviter d'éventuels désagréments dus aux mauvaises odeurs, moustiques,.....etc.

La largeur de la zone de sécurité sanitaire dépend du système d'épuration des eaux usées. Pour une station d'épuration par boues activées, d'une capacité allant jusqu'à

25.000 m³/j, nous proposons une largeur de protection de 300 m au minimum.

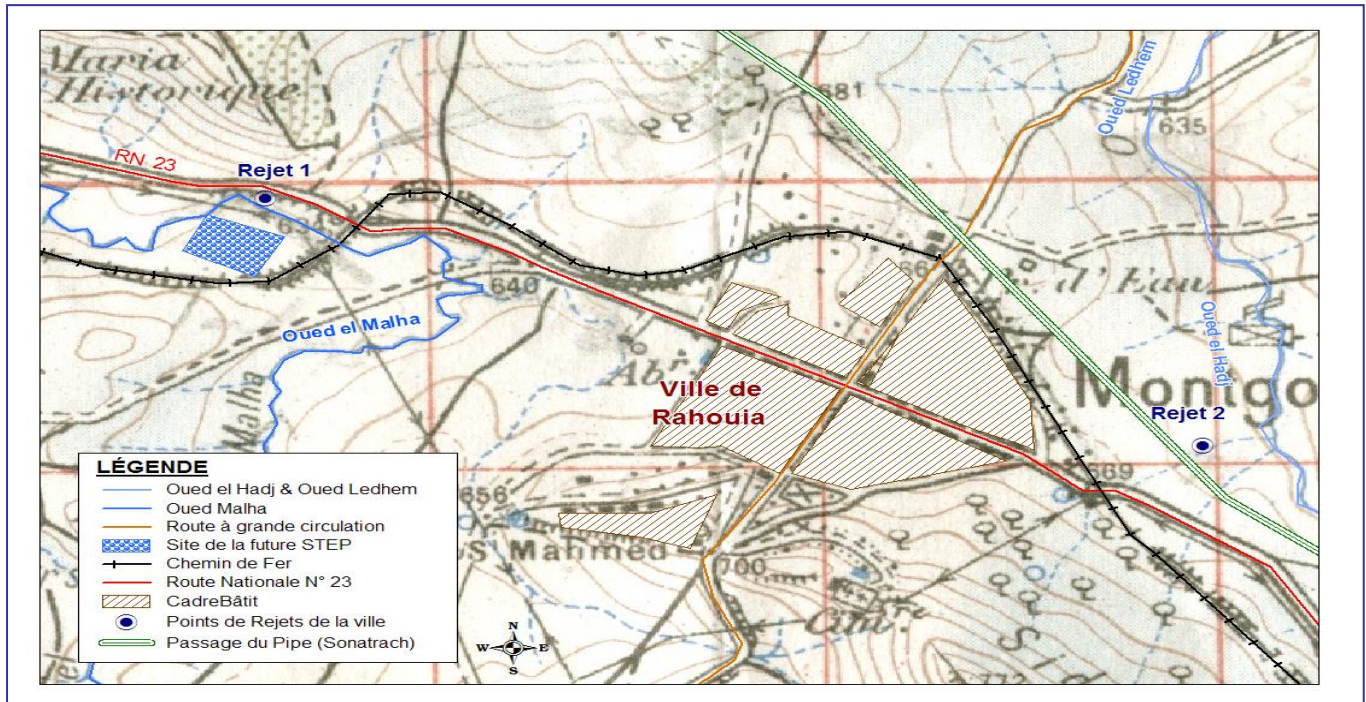


Figure IV.10-3: Site d'implantation de la future STEP de Rahouia

IV.11.L'étude des cultures agricole de la région

L'agriculture dans la ville de RAHOUIA demeure l'activité la plus convoitée par sa population après l'activité tertiaire.

La surface agricole totale est estimée à 24 279 Ha dont une surface agricole utile (SAU) de 23 927 Ha et 352 Ha sont incultes.

Le relief de la région est traversé par deux oueds :

- ▶ Oued Malha
- ▶ Oued el Hadj

La ville de RAHOUIA compte une ferme pilote et trois formes d'exploitation agricole :

- Exploitation agricole individuelle (EAI).
- Exploitation agricole collective (EAC).
- Exploitation privée (collective et individuelle).

Tableau IV.11 :Affection des sols de la ville de Rahouia

EXPLOITATIONS	EAC	EAI	PRIVE	FERME PILOTE
<i>Nombre</i>	60	167	1449	1
<i>Superficie</i>	7991	2714	11945	1629
<i>Exploitants</i>	313	187	1449	31

Les données pédologiques de la ville sont assez favorables à une mise en valeur des terres, mais celle-ci reste très limitée et peu prometteuses vu les conditions climatiques (climat semi-aride), à la pauvreté qu'enregistre la ville en terme de ressources hydriques et aux moyens matériels agricoles qui exigent à prendre des précautions quant au choix des cultures.

Toutes ces raisons réunies font que la région de RAHOUIA connaît actuellement une hétérogénéité modeste des cultures qu'elle exploite. Les cultures céréalières semblent être les plus prédominants, suivis par les fourrages ainsi que les Cultures jeunes et discrètement les cultures maraîchères comme l'atteste le tableau qui suit :

Tableau IV.11 :Cultures de la ville de Rahouia

CULTURES	CEREALES	FOURRAGES	MARAICHAGE	CULTURES JEUNES
<i>Superficie (Ha)</i>	11 000	550	Insignifiante	37

Source : DSA RAHOUIA (2005).

Aussi, nous assistons à l'extension des cultures céréalières au détriment des autres spéculations. La faiblesse des précipitations et l'utilisation de l'eau devant servir à l'irrigation semble très négligeable vu le manque flagrant que connaît la ville ont amené à la diminution des surfaces irriguées. Ceci a encouragé aussi l'accaparement des terres agricoles au profit d'une urbanisation anarchique.

La production animale dans cette région serait aussi variée, elle compte essentiellement les ovins (20050 têtes), les bovins (745 têtes), l'espèce chevalines (175 têtes), les caprins (1250 têtes), l'apiculture (354 ruches).

Tableau IV.11: Production animale de la ville

OVINS	BELIERS	BREBIS	ANTENAISES	ANTENAIIS	AGNEAUX	AGNELLE
Total: 20050	750	8500	5000	800	2500	2500
Bovins	Vaches	Taureaux	Génisse	Taurillon	Vêles	veaux
Total: 745	330	50	90	70	95	110
Autres élevage (Espèce chevaline)	Juments			Autres		
Total: 175	15			160		
Caprins	Chèvres			Autres		
Total: 1250	650			600		
Apicole	Ruches pleines traditionnelles			Ruches pleines traditionnelles		
Total: 354	150			204		

Source : DSA (RAHOUIA)

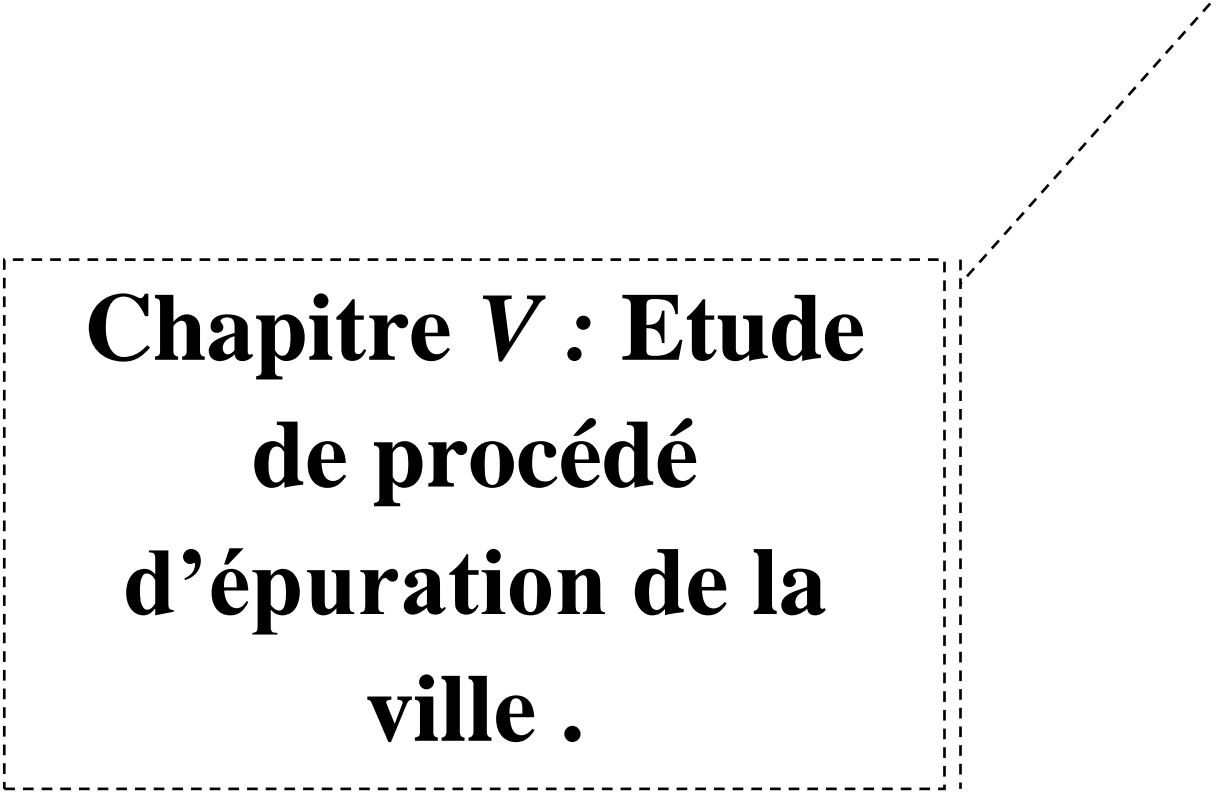
III.10. Etude de décharges

La décharge publique, qui reçoit les ordures ménagères de la ville de RAHOUIA est d'une superficie de 1 ha environ. Elle est située 4 à 5 Km au Nord de la ville, sur la RN 23 (vers Mascara). Celle-ci reçoit quotidiennement une décharge moyenne de 25 tonnes.

Cette décharge est à ciel ouvert, Elle n'est cependant ni clôturée, ni contrôlée et aucune récupération n'y est effectuée d'où la nécessité de passer du stade de la décharge sauvage à celui de la décharge contrôlée.

IV.12 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de connaître l'état de l'épuration dans la ville de Rahouia et aussi de décrire le cadre physique ,aperçu climatique et le cadre socio-économique de la zone d'étude .D'après les études faites nous concluons que la région d'étude est une région située sur un étage bioclimatique semi-aride frais avec deux saisons bien distinctes l'une pluvieuse et l'autre chaude et sèche, menacés par toutes formes de dégradation, les sols agricoles nécessitent des aménagements appropriés selon les situations , elle est caractérisée par une croissance démographique moyenne, ces études préliminaires doivent donc conditionner le choix du terrain sur lequel se situera la station d'épuration.



**Chapitre V : Etude
de procédé
d'épuration de la
ville .**

V. Chapitre V : Etude de procédé d'épuration de la ville

V.1 Introduction

Cette mission consiste en l'étude du procédé épuratoire convenant à notre zone d'étude.

L'unique manière de préserver nos ressources hydriques et les protéger contre toute pollution et pour protéger les différents ouvrages de stockage de l'eau est la mise en place d'une filière de traitement des eaux usées.

Un système adéquat de collecte des eaux usées nous permet par les différents procédés proposés de mieux estimer les débits des eaux usées à traiter.

V.2 Critères de choix du type de procédé d'épuration des eaux usées urbaines à adopter:

Le choix de la filière de traitement dépend de :

- l'importance de la charge polluante à traiter ;
- la qualité de l'effluent requise ;
- la disponibilité du terrain.

Après l'étude socio-économique (population) et le type de pollution de la ville de RAHOUIA, les procédés physico-chimiques sont écartés, et compte tenu de la superficie allouée à l'implantation de la future station d'épuration qui est de 8.6826 ha environ, des techniques d'épuration biologiques, seules les techniques intensives seront examinées.

Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel.

Trois grands types de procédés sont généralement utilisés :

- Les lits bactériens et disques biologiques.
- Les techniques de bio-filtration ou filtration biologique accélérée.
- Les boues activées.

V.2.1 Les lits bactériens :

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

Une aération est pratiquée, soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre courant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs.

Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond.

Les sous produits et le gaz carbonique (CO₂) produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux.

V.2.2 Les disques biologiques :

Une autre technique faisant appel aux cultures fixées est constituée par les disques biologiques tournants.

Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques. Les disques étant semi-immergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée.

Il convient, sur ce type d'installation, de s'assurer :

- De la fiabilité mécanique de l'armature
- Du dimensionnement de la surface des disques

D'autres procédés à cultures fixes, tels que les biofiltres, sont plutôt adaptés aux grandes collectivités bénéficiant de gros moyens techniques et humains et souffrant d'une pression foncière très élevée.

V.2.3 Les boues activées :

Le procédé "boues activées" consiste à mélanger et à agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquides, qui sont d'une manière bactériologique très actives.

La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des micro-organismes épurateurs et de l'effluent à traiter. Ensuite les phases "eaux épurées" et "boues activées" seront séparées.

Ainsi pour choisir la technique la mieux adaptée à notre cas, nous allons présenter dans le tableau n°1 suivant les avantages et les inconvénients des procédés intensifs :

Tableau V-1:Avantages et inconvénient des procédés intensifs.

Filières	Avantages	Inconvénients
Lits bactériens et disques biologiques	<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 ; • 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.
Boues activées	<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 légèrement stabilisées ; 	<ul style="list-style-type: none"> • Coûts d'investissement assez importants. • Consommation énergétique assez importante ; • Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière; • Sensibilité aux surcharges hydrauliques ; • Forte production de boues qu'il faut concentrer.

	<ul style="list-style-type: none"> Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. 	
--	---	--

Etant donné que seules les boues activées conviennent à notre cas et sur la base de l'étude comparative des différentes techniques précédemment énumérées nous optons pour ce type de procédé (boues activées).

Dans le tableau n°2 suivant, figure la classification des techniques "Bous activées" selon les diverses charges massiques (Cm) et charges volumiques (Cv) :

Tableau V-2: Classification des techniques "boues activées"

Charges	Massique (Cm) exprimée en kg DBO ₅ . j / kg MVS	Volumique(Cv) exprimée en kg DBO ₅ . j / m ³
Très faible	< 0, 07	< 0,25
Faible	0,07 < Cm < 0,2	0,35 < Cv < 0,6
Moyenne	0,2 < Cm < 0,5	0,6 < Cv < 1,5
Forte	> 0,5	> 1,5

Compte tenu de la concentration de la DBO₅ inférieure à 25 mgO₂/l à la sortie de la STEP, le rendement d'épuration serait de l'ordre de 90 à 95 % et en fonction de ce dernier, il est possible d'envisager les deux variantes indiquées ci-dessous :

- Boues activées en aération prolongée.
- Boues activées à moyenne charge,

V.3 Description des variantes proposées :

V.3.1 Description de la variante I "Boues activées en aération prolongée"

Les eaux usées brutes seront acheminées vers la station pour se déverser dans les ouvrages d'arrivée.

Dans un premier temps, on retient les éléments les plus facilement séparables.

La première étape est le dégrillage, qui permet de retenir les corps flottants et les plus gros déchets en faisant passer l'eau à travers une grille.

Ensuite, le dessableur-dégraisseur permet de récupérer les sables et les particules lourdes par décantation, tandis que les matières grasses sont entraînées vers la surface de l'ouvrage par des bulles d'air injectées dans l'eau, puis sont récupérées par raclage.

L'étape suivante est l'acheminement de l'effluent vers les bassins d'aération. C'est le cœur de la station. Le bassin contient des micro-organismes qui, grâce à l'injection d'air, consomment la pollution dissoute et se développent. Ce mélange forme les boues activées (biologiques).

A la sortie du bassin d'aération l'effluent arrive dans les bassins secondaires ou clarificateurs.

L'eau traitée est séparée des boues par décantation de celle-ci au fond du clarificateur.

Les boues déposées sur le radier de l'ouvrage seront raclées et rassemblées à la partie basse ou la reprise est effectuée par pompage.

L'eau clarifiée alimente un bassin de contact dit de désinfection.

Les boues en excès issues de l'épuration biologique sont totalement stables et vont dans les épaisseurs qui par l'action de la pesanteur et du mécanisme racleur facilite le dégagement

de l'eau. Cette boue sera renvoyée en tête de la station et sera mélangée avec les eaux brutes.

Les boues épaissies sont collectées par raclage et évacuées vers les lits de séchage ou elles sont déshydratées naturellement. Les lits de séchage sont couverts d'une couche support de gravier sur laquelle est disposée une couche de sable.

Ce procédé permet également un gain évident en réalisation puisqu'il ne fait pas appel à l'utilisation de décanteur primaire ni de digesteur de boues.

Le procédé par boues activées à faible charge est caractérisé par une charge massique (C_m) égale à $0,07 \text{ kg DBO}_5 \cdot \text{j}^{-1} / \text{kg MVS}$, ce qui nous donne une charge volumique de $0,18 \text{ kg DBO}_5 \text{ j}^{-1} / \text{m}^3$

Ce procédé comprendra deux filières dont les différents ouvrages sont indiqués ci-après :

Filière I : Traitement des eaux

- Déversoir d'orage (D.O) ;
- Dégrilleur;
- Dessableur - Déshuileur
- Bassin d'aération (B.A) ;
- Clarificateur ;
- Bassin de désinfection

Filière II : Traitement des boues

- Epaisseur ;

- Lits de séchage

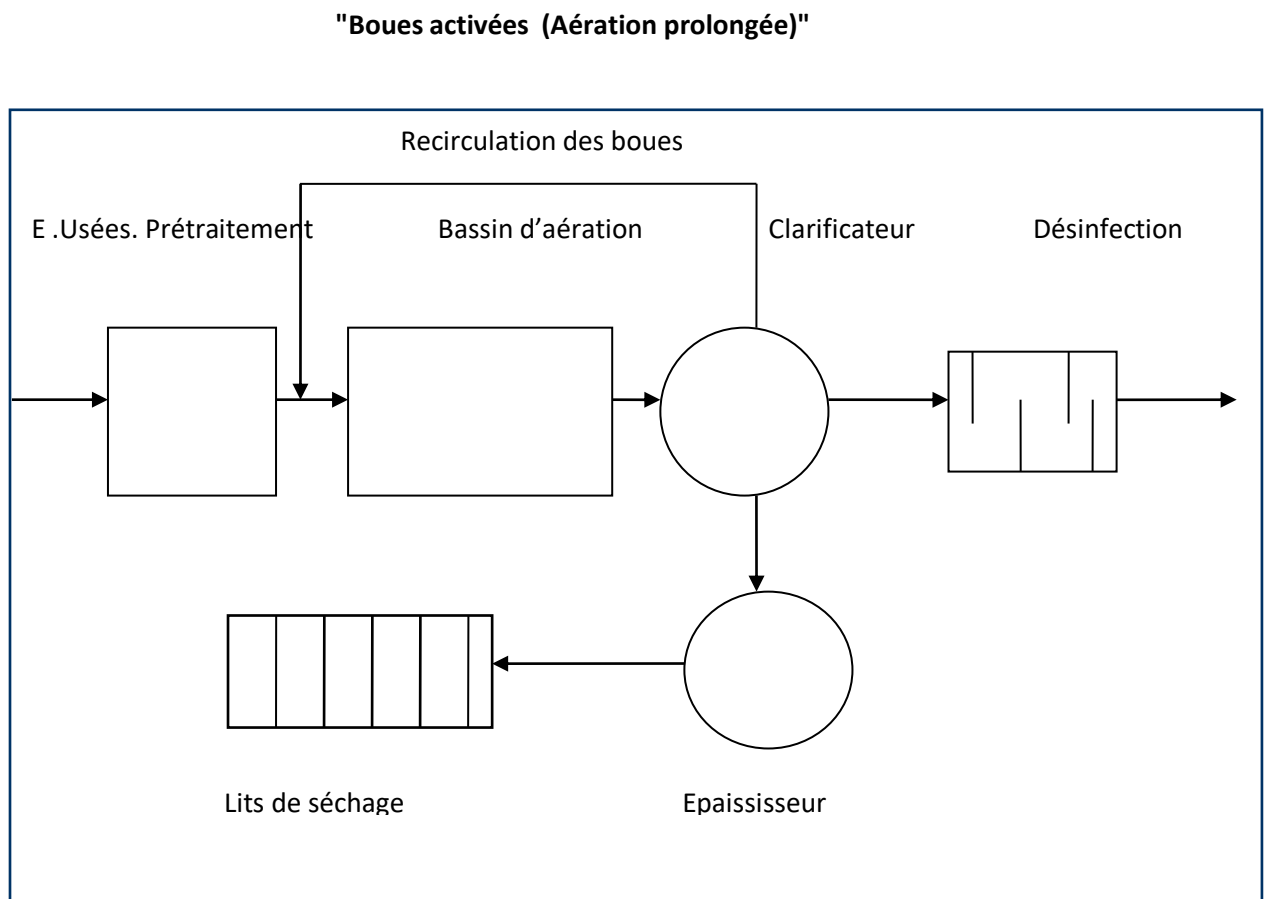


Figure V-1:Schéma de principe de fonctionnement de la variante 1

V.3.2 Description de la variante II "Boues activées à moyenne charge"

Dans ce procédé, l'effluent suit le même cheminement que dans le procédé "Boues activées aération prolongée" sauf qu'avant de se déverser dans le bassin d'aération, l'effluent subit une décantation primaire.

Pour la filière boues, étant donnée que pour cette variante, les boues sont moins stables et donc plus fermentescibles, l'ouvrage d'épaississement sera suivi d'un digesteur de boues.

Le procédé par "Boues activées à moyenne charge" est caractérisé par une charge massique (Cm) égale à 0,20 kg DBO5 j-1 / kg MVS

Ce procédé comprendra les deux filières (Traitement des eaux et des boues) comprenant les différents ouvrages cités ci-après :

Filière I : "Traitement des Eaux"

- Dégrilleur
- Dessableur –déshuileur
- Décanteur primaire
- Bassin d'aération
- Clarificateur
- Bassin de désinfection

Filière II: "Traitement des boues"

- Epaississeur
- Digesteur

- Lits de séchage

"Boues activées à moyenne charge"

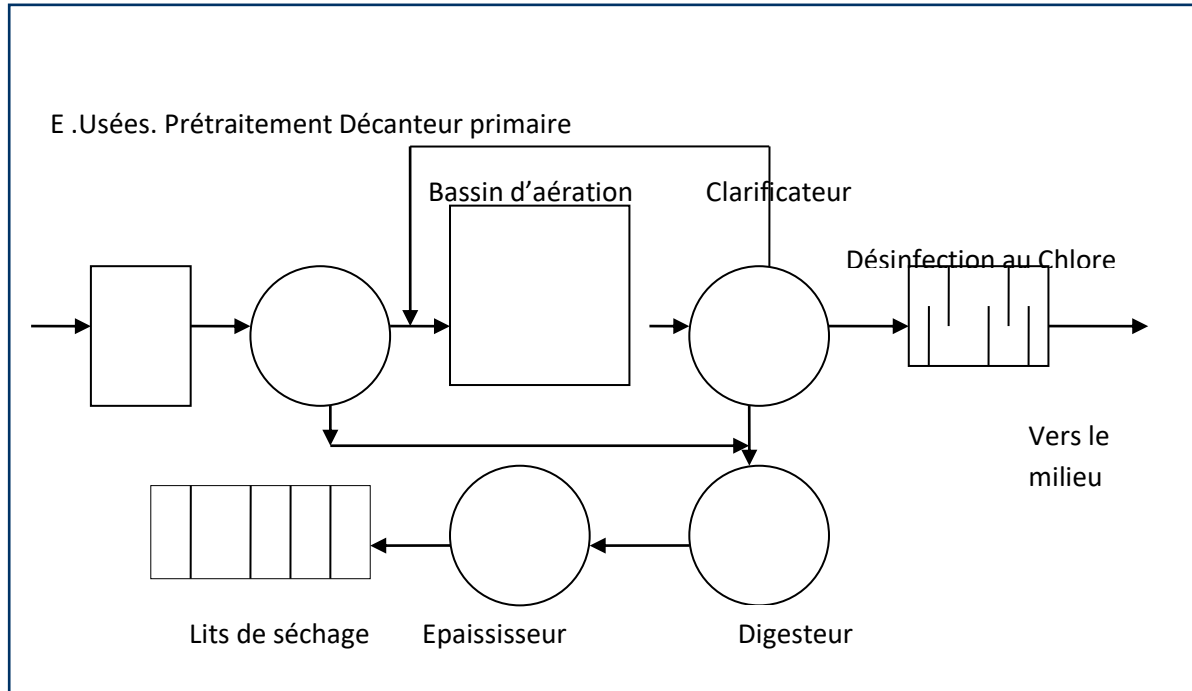


Figure V-2:Schéma de fonctionnement de la variante 2

MES .NTK)

V.4.1 Débit journalier des eaux usées (Q_j) :

Pour pouvoir l'estimer, il faut connaître le taux de raccordement, le taux de réduction des eaux usées à canaliser, le coefficient global de réduction et le débit d'eau potable.

$$Q_j = P \cdot D \cdot N \dots\dots\dots [m^3 / j]$$

Avec :

- ✓ N : nombre d'habitants
- ✓ Q_j: débit journalier rejeté
- ✓ P : coefficient de rejet pris à (80%).
- ✓ D : dotation (160 l/hab/j)

$Q_j = 0,80 \cdot 0,16 \cdot 31051 = 2512 [m^3 / j] \dots\dots\dots$ pour l'horizon 2022.

$Q_j = 0,80 \cdot 0,16 \cdot 41867 = 3388 [m^3 / j] \dots\dots\dots$ pour l'horizon 2035.

Débit moyen horaire (Q_h):

C'est le débit moyen observé au cours de la journée, il est estimé à l'entrée de la station d'épuration. Il sera noté comme suite $Q_h : Q_j / 24$

$$Q_{moyh} = 2512,00 / 24 = \mathbf{104.7} \text{ [m}^3/\text{h]} \dots\dots\dots \text{ pour l'horizon } \mathbf{2022}.$$

$$Q_{moyh} = 3388,00/24 = \mathbf{141.00} \text{ [m}^3/\text{h]} \dots\dots\dots \text{ pour l'horizon } \mathbf{2035}.$$

V.4.2 Débit moyen diurne (Q_d):

Il correspond à la période diurne de 16 heures pendant laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée, il est exprimé par $Q_d : Q_j / 16$.

$$Q_d = Q_j/16 = 2512,00 / 16$$

$$Q_d = 157 \text{ m}^3/\text{h} \dots\dots\dots \text{ pour l'horizon } \mathbf{2022}.$$

$$Q_d = Q_j/16 = 3388,00/16$$

$$Q_d = 211,75 \text{ m}^3/\text{h} \dots\dots\dots \text{ pour l'horizon } \mathbf{2035}.$$

V.4.3 Débit de pointe par temps sec (Q_{ps}) :

Il correspond à l'expression $Q_{ps} : C_{ps} \times Q_m$

$$\text{Où le coefficient de pointe en temps sec (} C_{ps} \text{) est égale à : } \rightarrow C_{ps} : 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

Q_m étant le débit moyen journalier exprimée en litre par seconde.

Débit de pointe par temps de pluie (Q_{pp}):

Il correspond à l'expression suivante : $Q_{pp} : C_{pp} \times Q_m$

Avec

$$C_{pp} = 2 \text{ (Etant le coefficient de dilution en temps de pluie)}$$

Avec :

✓ Q_{pts} : débit moyen horaire en temps sec en (m^3/h)

✓ Q_{moyh} : débit moyen horaire en (m^3/h).

✓ C_p : coefficient de pointe donné par : $C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyh}}}$

- **A l'horizon 2022**

$$Q_{\text{moyh}} = 104,7 \text{ m}^3/\text{h} = 29,083 \text{ l/s}$$

Comme $Q_{\text{moyh}} = 29,083 \text{ l/s} \geq 2,8 \text{ l/s}$

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moyh}}}} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{29,083}} = 1,96$$

$$Q_{\text{pts}} = 1,96 * 104,7 = 205,21 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{pts}} = 205,21 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **A l'horizon 2035**

$$Q_{\text{moyh}} = 141,00 \text{ m}^3/\text{s} = 39,16 \text{ l/s}$$

Comme $Q_{\text{moyh}} = 39,16 \text{ l/s} \geq 2,8 \text{ l/s}$

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moyh}}}} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{39,16}} = 1,90$$

$$Q_{\text{pts}} = 1,90 * 141,00 = 478,44 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{pts}} = 268,24 \text{ m}^3/\text{h}$$

V.4.4 Débit de pointe en temps de pluie

C'est la portion du débit de temps de pluie qu'on laisse passer pour épuration. Il est calculé par la formule suivante:

$$Q_{\text{tp}} = 3 * Q_{\text{moyh}} \dots \dots \dots [\text{m}^3/\text{h}]$$

$$Q_{\text{tp}} = 2 * 104,7 = 209,4 \text{ m}^3/\text{h} \dots \dots \dots \text{ pour l'horizon 2022.}$$

$$Q_{\text{tp}} = 2 * 141,00 = 282,0 \text{ m}^3/\text{h} \dots \dots \dots \text{ pour l'horizon 2035.}$$

IV.4.2. Evaluation des charges polluantes

- **Charges polluantes**

Pour déterminer la composition des eaux usées à traiter, il est utile de disposer des données spécifiques concernant certains paramètres de pollution.

V.5 Charges en DBO₅

Les charges en DBO₅ varient suivant le type du réseau d'assainissement adopté pour l'évacuation des eaux résiduaires, ainsi qu'à des variations suivant le nombre d'habitants considéré.

$$l_0 = C_{DBO_5} (\text{kg/m}^3) * Q_j (\text{m}^3/\text{j}) \dots \dots \dots (\text{kg/j})$$

- ✓ l_0 : Charge moyen journalière en DBO₅ (m^3/j)
- ✓ C_{DBO_5} : Concentration de l'effluent en DBO₅ moyenne (kg/m^3)
- ✓ Q_j : Débit moyenne journalière (kg/j)

$$l_0 = 667 * 10^{(-3)} * 2512,00 = \mathbf{1675.50} (\text{kg/j}) \dots \dots \dots \text{ pour l'horizon 2022.}$$

$$l_0 = 667 * 10^{(-3)} * 3388,00 = \mathbf{2259.79} (\text{kg/j}) \dots \dots \dots \text{ pour l'horizon 2035.}$$

V.6 Charges en MES

$$N_0 = C_{MES} (\text{kg/m}^3) * Q_j (\text{m}^3/\text{j}) \dots \dots \dots (\text{kg/j})$$

- ✓ N_0 : Charge moyen journalière en MES (kg/j)
- ✓ C_{MES} : concentration de l'effluent en MES moyenne (kg/m^3)

$$N_0 = 865 * 10^{(-3)} * 2512,00 = \mathbf{2172,880} (\text{kg/j}) \dots \dots \dots \text{ pour l'horizon 2022}$$

$$N_0 = 865 * 10^{(-3)} * 3388,00 = \mathbf{2930.62} (\text{kg/j}) \dots \dots \dots \text{ pour l'horizon 2035}$$

V.7 Charge en Azote

$$k_0 = C_{Azote} (\text{kg/m}^3) * Q_j (\text{m}^3/\text{j}) \dots \dots \dots (\text{kg/j})$$

- ✓ k_0 : Charge moyen journalière en Azote (kg/j)
- ✓ C_{Azote} : concentration de l'effluent en Azote moyenne (kg/m^3)

$$N_0 = 173 * 10^{(-3)} * 2512,00 = \mathbf{434,57} (\text{kg/j}) \dots \dots \dots \text{ pour l'horizon 2022}$$

$$N_0 = 173 * 10^{(-3)} * 3388,00 = \mathbf{586,124} (\text{kg/j}) \dots \dots \dots \text{ pour l'horizon 2035}$$

Tableau V-3: Estimations des charges hydraulique et des charges polluantes de la future step

Désignation	Unités	Horizon 2022	Horizon 2035
Type de réseau	--	Unitaire	Unitaire
Nombre d'équivalent habitant	NE H	31 051	41 867
Coefficient de retour à l'égout	(%)	80	80

Charges Hydrauliques			
Consommation en eau potable	(m ³ /j)	3 140,00	4235,50
Débit journalier en eau usée (Qj)	(m ³ /j)	2512,00	3388,00
Débit moyen horaire	(m ³ /h)	104,7	141,00
Débit de pointe en temps sec (Q _{ps})	(m ³ /h)	205,21	268,24
Coefficient de pointe en temps sec (C _{ps})	--	1,96	1,90
Débit de pointe en temps de pluie (Q _{pp})	(m ³ /h)	209,4	282,00
Coefficient de pointe en temps de pluie (C _{ps})	--	02	02
Charges polluantes (DBO, MES, NTK)			
Charge journalière en DBO ₅	(kg/j)	1676,75	2260,80
Concentration de l'effluent en DBO ₅	(mg/l)	667	667
Charge journalière en MES	(kg/j)	2173,57	2930,70
Concentration de l'effluent en MES	(mg/l)	865	865
Charge journalière en Azote kjeldahl (NTK)	(kg/j)	434,70	586,14
Concentration de l'effluent en NTK	(mg/l)	173	173

V.8 Dimensionnement des ouvrages de la future station d'épuration :

V.8.1 Notes de calcul de la variante I "Boues activées à faible charge"

V.8.1.1 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement :

V.8.1.1.1 Dégrillage :

Nous prévoyons un dégrillage grossier droit automatique qui aura pour tâche d'éliminer les éléments de dimensions importantes et un dégrillage fin droit automatique qui éliminera les éléments de plus petites dimensions.

Formule de KIRSCHMER

Elle donne la largeur de la grille

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \dots \dots \dots [m].$$

Avec :

L : largeur de la grille en (m) ;

α : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale ;

h_{\max} : hauteur d'eau admissible sur une grille (m) $h_{\max}=(2 \text{ a } 3)$;

β : fraction de surface occupée par les barreaux ; $\beta = \frac{d}{d+e}$

- ✓ d : épaisseur des barreaux (cm)
- ✓ e : espacement des barreaux (cm)

On a pour :

- ✓ les grilles grossières : $d=2\text{cm}$; $e = 5\text{cm}$
- ✓ les grilles fines : $d=1\text{cm}$; $e= 2 \text{ cm}$

σ : Coefficient de colmatage de la grille,

- ✓ $\sigma =0.5$ pour un dégrillage automatique
- ✓ $\sigma =0.25$ pour un dégrillage manuel

S : surface de passage de l'effluent. $S = \frac{Q_{tp}}{v}$

- ✓ Q_{tp} : Débit de pointe en temps de pluie (m^3/s)
- ✓ v : Vitesse de passage a travers la grille (m/s)

En remplacement la surface par sa formule l'expression devient comme suit :

$$L = \frac{Q_{tp} * \sin \alpha}{v * h_{\max} * (1 - \beta) * \sigma}$$

A. Calcul de la grille grossière

On utilise la formule de KIRSCHMER : $L = \frac{Q_{tp} * \sin \alpha}{v * h_{\max} * (1 - \beta) * \sigma} \dots\dots [m]$.

- A l'horizon 2022

$Q_{tp} = 209,4 \text{ m}^3/\text{h} = 0,058 \text{ m}^3/\text{s}$

On prend $d = 2 \text{ cm}$, $e = 5 \text{ cm}$, $\sigma = 0.5$ (dégrillage automatique) , $\alpha = 80^\circ$

$h_{\max} = 2 \text{ m}$ $V = 0,8 \text{ m/s}$

$$\beta = \frac{d}{d+e} = 2/(2+5) = 0.2857 = \mathbf{0.29}$$

$$L = \frac{0.058 \cdot \sin 80^\circ}{0,8 \cdot 2 \cdot (1-0.29) \cdot 0.5} = 0.100 \text{ m}$$

- **A l'horizon 2035**

$$Q_{tp} = 282 \text{ m}^3/\text{h} = 0,078 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = \frac{0,078 \cdot \sin 80^\circ}{0.8 \cdot 2 \cdot (1-0.29) \cdot 0.5} = 0,135 \text{ m}$$

B. Calcul de la grille fine

$$L = \frac{Q_{tp} \cdot \sin \alpha}{v \cdot h_{\max} \cdot (1-\beta) \cdot \sigma} \dots\dots [m].$$

- **A l'horizon 2022**

$$Q_{tp} = \mathbf{209,4} \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0,058} \text{ m}^3/\text{s}$$

On prend $d=0,8 \text{ cm}$, $e = 0,6 \text{ cm}$, $\sigma = 0.5$ (degrillage automatique) , $\alpha = 80^\circ$

$$h_{\max} = 2 \text{ m} \quad V=0,8 \text{ m/s}$$

$$\beta = \frac{d}{d+e} = 0,8/(0,8+0,6) = 0.571$$

$$L = \frac{0.058 \cdot \sin 80^\circ}{0,8 \cdot 2 \cdot (1-0.571) \cdot 0.5} = 0,332 \text{ m}$$

- **A l'horizon 2035**

$$Q_{tp} = 282 \text{ m}^3/\text{h} = 0,078 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = \frac{0,078 \cdot \sin 80^\circ}{0,8 \cdot 2 \cdot (1-0.571) \cdot 0.5} = 0.447 \text{ m}$$

C. Pertes de charge

On détermine la perte de charge dans un dégrilleur par la relation de Kirschmer.

$$\Delta H = F * \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} \frac{v^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots [m].$$

Avec :

- ✓ ΔH :Perte de charge (m).
- ✓ F :Coefficient dépendant de la forme des barreaux
 $F = 1,79$ pour les barreaux de section ronds.
- ✓ e : espacement entre les barreaux (cm).
- ✓ d : épaisseur des barreaux (cm)
- ✓ g : accélération de la pesanteur $g = 9,81$ (m/s²).
- ✓ α : angle d'inclinaison de la grille (80 °).

Pour calculer la perte de charge on utilise la formule de **KIRSHMER**.

C.1. Pertes de charge au niveau de la grille grossière

On a :

$F=1,79$ (barreaux de section ronds)

$V= 0,8$ m/s $\alpha = 80^\circ$ $e = 50$ mm $d = 20$ mm

$$\Delta H = 1.79 * \left(\frac{20}{50}\right)^{4/3} * \frac{0,8^2}{2*9.81} * \sin 80 \qquad \Delta H = 0,016 \text{ m}$$

C.2. Pertes de charge au niveau de la grille fine

On a :

$F=1,79$ (barreaux de section ronds)

$V= 0,8$ m/s , $\alpha= 80^\circ$, $e=6$ mm , $d=8$ mm

Donc

$$\Delta H = 1.79 * \left(\frac{8}{6}\right)^{4/3} * \frac{0.8^2}{2*9.81} * \sin 80 \qquad \Delta H = 0,084 \text{ m}$$

L'encrassement des grilles entraîne l'augmentation des pertes de charges qui font augmenter à leurs tours le niveau d'eau à l'amont, pour ce la un nettoyage permanent est exigé.

D. Evaluation des refus au niveau des grilles [d]

On estime que sur une grille grossière le volume de refus est de (2 à 3) l/hab/an, tandis que pour une grille fine, il sera de (5 à 10) l/hab/an.

On calcule pour chaque grille un volume minimal et un volume maximal de retenue

$$V_{\text{moy}} = \frac{v_{\text{min}} + v_{\text{max}}}{2} \dots\dots\dots [\text{m}^3/\text{j}]$$

✓ V_{moy} : est le volume moyen de refuse (m^3/j)

D.1. Grille grossière

$$V_{\text{min}} = 2 \cdot 10^{-3} \cdot N / 365 \quad \text{et} \quad V_{\text{max}} = 3 \cdot 10^{-3} \cdot N / 365$$

N : Nombre d'habitants__ à l'horizon considéré.

- *A l'horizon 2022*

N = 31051 habitants

$$V_{\text{min}} = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 31051 / 365 \quad V_{\text{min}} = 0,17 (\text{m}^3/\text{j})$$

$$V_{\text{max}} = 3 \cdot 10^{-3} \cdot 31051 / 365 \quad V_{\text{max}} = 0,255 (\text{m}^3/\text{j})$$

$$V_{\text{moy}} = (0,17 + 0,25) / 2 = 0,21 (\text{m}^3/\text{j})$$

- *A l'horizon 2035*

N = 41867 habitants

$$V_{\text{min}} = (2 \cdot 10^{-3} \cdot 41867) / 365 \quad V_{\text{min}} = 0,23 (\text{m}^3/\text{j})$$

$$V_{\text{max}} = (3 \cdot 10^{-3} \cdot 41867) / 365 \quad V_{\text{max}} = 0,34 (\text{m}^3/\text{j})$$

$$V_{\text{moy}} = (0,23 + 0,34) / 2 = 0,285 (\text{m}^3/\text{j})$$

D.2. Grille fine

$$V_{\text{min}} = 5 \cdot 10^{-3} \cdot N / 365 \quad \text{et} \quad V_{\text{max}} = 10 \cdot 10^{-3} \cdot N / 365$$

N : Nombre d'habitants à l'horizon considéré

- *A l'horizon 2022*

N = 31051 habitants

$$V_{\min} = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 31051 / 365 \quad V_{\min} = 0,42 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

$$V_{\max} = 10 \cdot 10^{-3} \cdot 31054 / 365 \quad V_{\max} = 0,85 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

$$V_{\text{moy}} = (0,42 + 0,85) / 2 = 0,635 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

- *A l'horizon 2035*

N = 41867 habitants

$$V_{\min} = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 41867 / 365 \quad V_{\min} = 0,57 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

$$V_{\max} = 10 \cdot 10^{-3} \cdot 41867 / 365 \quad V_{\max} = 1,14 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

$$V_{\text{moy}} = (0,57 + 1,14) / 2 = 0,855 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

Tableau V-4: Résultats de dimensionnement du dégrilleur pour les deux horizons.

Ouvrage : Dégrilleur	Unité	Horizons 2022	Horizons 2035
Débit de la station	(m ³ /s)	0,058	0,078
Grille grossier			
Epaisseur des barreaux (d)	(cm)	2	2
Espacement des barreaux (e)	(cm)	5	5
β	/	0,29	0,29
Pertes de charge	(m)	0,016	0,016
Largeur du dégrilleur	(m)	0,100	0,135
Volume max	(m ³ /j)	0,255	0,43
Volume min	(m ³ /j)	0,17	0,23
H _{max}	(m)	2	2
Grille fine			
Epaisseur des barreaux (d)	(cm)	0,8	0,8

Espacement des barreaux (e)	(cm)	0,6	0,6
β	/	0,571	0,571
Pertes de charge	(m)	0,084	0,084
Largeur du dégrilleur	(m)	0,332	0,447
Volume max	(m ³ /j)	0,85	1,14
Volume min	(m ³ /j)	0,42	0,57
H _{max}	(m)	2	2

V.8.1.1.2 Dimensionnement du dessableur – déshuileur

Le bassin de dessablage-déshuilage proposé est du type aéré longitudinal parce que l'injection de l'air assure une turbulence constante ce qui évite le dépôt des matières organiques.

Nous prenons :

V_e : La vitesse du passage des particules est de **0,3 (m/s)** pour éviter le réentraînement des particules par le courant.

V_c : La vitesse de la chute est de **0,02 (m/s)**, cette vitesse correspond aux diamètres des plus petites particules de sables.

- *A l'horizon 2022*

A. Le volume total du dessableur-desuilleur

$$V = Q_{tp} * t_s \dots\dots\dots (m^3)$$

Où :

- ✓ V : Le volume total (m³).
- ✓ t_s : Le temps de séjour dans le dessableur-déshuileur, il est de **15 min**.

Nous prenons :

- ✓ $T_s = 15$ min.
- ✓ $Q_{tp} = 209,4 \text{ m}^3/\text{h} = 3,49 \text{ m}^3/\text{min}$

Alors :

$$V = 3,49 * 15 = 52,35 \text{ m}^3$$

B. La surface horizontale du dessableur-déshuileur

$$S_h = \frac{V}{h} \dots\dots\dots [\text{m}^2]$$

- ✓ S_h : La surface horizontale du dessableur-déshuileur (m^2).
- ✓ h : La profondeur du dessableur-déshuileur $h = (1 \text{ à } 2) \text{ (m)}$.

Soit : $h = 2\text{m}$

$$S_h = (52,35/2) = 26,175 \text{ m}^3$$

C. La longueur (L) et largeur (ℓ) du dessableur-déshuileur

$$S_h = l * L$$

Où :

- ✓ L : La longueur du dessableur-déshuileur (m).
- ✓ l : La largeur du dessableur-déshuileur (m).

On prend $L = 2 * l$

$$S_h = l * L = 2 * l * l$$

$$\text{Largeur} \longrightarrow \ell = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{26,175}{2}} = 3,61 \text{ m}$$

$$\text{Longueur} \longrightarrow L = 2 * l = 2 * 3,66 = 7,23 \text{ m}$$

D. Le débit d'air nécessaire à l'aération

$$Q_{air} = Q_{tp} * V_a \dots\dots\dots [\text{m}^3/\text{s}]$$

Où :

- ✓ q_{air} : Le débit d'air nécessaire à l'aération (m^3/s).
- ✓ V_a : le volume d'aire a insuffler varie de $(1 \text{ à } 1,5) \text{ m}^3 \text{ d'air /m}^3 \text{ d'eau}$.

Soit

$$✓ V_a = 1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air /m}^3 \text{ d'eau}$$

$$q_{air} = 0,058 * 1,5 = 0,087 \text{ (m}^3/\text{s)}.$$

- *A l'horizon 2035.*

A. Le volume total du dessableur-deshuileur

✓ $T_s = 15 \text{ min.}$

✓ $Q_{tp} = 282 \text{ m}^3/\text{h} = 4.7 \text{ m}^3/\text{min}$

$$V = 13.36 * 15 = \mathbf{70.5 \text{ m}^3}$$

B. La surface horizontale du dessableur-déshuileur

$$S_h = \frac{70.5}{2} = 35,25 \text{ m}^2$$

C. La longueur (L) et largeur (ℓ) du dessableur-déshuileur

$$\text{Largeur} \longrightarrow \ell = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{35,25}{2}} = 4.19 \text{ m}$$

$$\text{Longueur} \longrightarrow L = 2 * \ell = 2 * 4.19 = 8.39 \text{ m}$$

D. Le débit d'air nécessaire à l'aération

$$q_{\text{air}} = 0.078 * 1.5 = \mathbf{0.117 \text{ (m}^3/\text{s)}}.$$

E. Calcul des quantités de matières retenues par le dessableur-déshuileur

Les MES contiennent **20%** de MM (Matière minérale) et **80%** de MVS (Matière Volatile en Suspension)

- *A l'horizon 2022*

$$\text{MES} = \mathbf{2173.57 \text{ kg/j}}$$

⇒ La quantité des MVS

$$\text{MVS} = \mathbf{0,80 * MES \dots\dots\dots[\text{kg/j}]}$$

$$\text{MVS} = 0.80 * 2173.73 = \mathbf{1739 \text{ kg/j}}$$

⇒ La quantité des MM

$$\text{MM} = \mathbf{0,20 * MES \dots\dots\dots[\text{kg/j}]}$$

$$MM = 0.20 * 2198.69 = 434.75 \text{ kg/j}$$

➤ **La quantité des MM éliminées par le dessableur-déshuileur**

Le dessableur permet d'éliminer 80% de matières minérales totales

$$MM_e = 0.80 * MM \dots\dots\dots[\text{kg/j}]$$

$$MM_e = 0,80 * 439.74 = 347.8 \text{ kg/j}$$

➤ **La quantité des MM restantes**

$$MM_r = MM - MM_e \dots\dots\dots[\text{kg/j}]$$

$$MM_r = 439.74 - 351.79 = 86.95 \text{ kg/j}$$

➤ **La quantité des MES sortant du dessableur-déshuileur**

$$MES_s = MM_r + MVS \dots\dots\dots[\text{kg/j}]$$

$$MES_s = 86.95 + 1739 = 1825.95 \text{ kg/j}$$

- *A l'horizon 2035*

$$MES = 2930,70 \text{ kg/j}$$

➤ **La quantité des MVS**

$$MVS = 0.80 * 2738.56 = 2344.56 \text{ kg/j}$$

➤ **La quantité des MM**

$$MM = 0.20 * 2738.56 = 586,14 \text{ kg/j}$$

➤ **La quantité des MM éliminées par le dessableur-déshuileur**

$$MM_e = 0,80 * 586.14 = 468.912 \text{ kg/j}$$

➤ **La quantité des MM restantes**

$$MM_r = 586.14 - 468.912 = 117,228 \text{ kg/j}$$

➤ **La quantité des MES sortant du dessableur-déshuileur**

$$\text{MES}_s = 117,228 + 2344.56 = 2461,788 \text{ kg/j}$$

Tableau V-5: Qualité de matières retenus par la dessableur-déshuileur

Désignation	Unités	Horizon	
		2022	2035
Surface horizontale (S_h)	m^2	26,175	35,25
Le volume total (v)	m^3	52,35	70,5
Hauteur (H)	M	2	2
Largeur (l)	M	3,61	4.19
Longueur (L)	M	7,23	8,39
Temps de séjour (t_s)	Min	15	15
Débit d'air (q_{air})	m^3/s	0,087	0,33
La quantité des MES totales	kg/j	2173,57	2930,70
La quantité des MVS totales	kg/j	1739	2344.56
La quantité des MM totales	kg/j	434.75	586,14
La quantité des MM éliminées	kg/j	347,8	468,912
La quantité des MM restantes	kg/j	86,95	117,228
La quantité des MES sortantes	kg/j	1825,95	2461.788

V.8.1.2 Traitement biologique

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant :

- ✓ Le bassin d'aération
- ✓ Le décanteur secondaire

V.8.1.2.1 Bassin d'aération

Le bassin d'aération est un réacteur biologique où est effectuée l'aération du mélange biomasse-eau.

Cette aération peut se faire à partir de l'oxygène, de l'air, d'un gaz enrichi en oxygène, ou encore d'oxygène pur.

L'objectif de l'aération est de dissoudre le gaz dans le mélange afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices.

- Dimensionnement du bassin d'aération(B.A)

• A l'horizon 2022

✎ Les débits

- ✓ le débit journalier $Q_j = 2512 \text{ m}^3/\text{j}$
- ✓ le débit moyenne horaire $Q_{\text{moyh}} = 104.7 \text{ m}^3/\text{j}$

✎ Les charges

- ❖ Charge massique : la charge massique c_m varie de 0,1 à 0,8(kgDBO5/kgMES/j)
- ❖ Charge volumique : c_v varie de **0,8** à **1,8** (kgDBO5 / kgMES/j)

On prend les valeurs suivantes

$$C_m = 0,5 \text{ (kgDBO5 / kgMES/j)}$$

$$C_v = 1,2 \text{ (kgDBO5 / kgMES/j)}$$

A. Volume de bassin (v)

$$V = 5434,6 \text{ m}^3$$

B. Surface horizontale

Hauteur : entre **3** et **5m** soit **H = 4m**

(**n = 1**) nombre de bassin d'aération

$$S_h = \frac{v}{n \cdot H} \dots \dots \dots (\text{m}^2)$$

$$S_h = 5434.6 / (1 * 4) = 1358.65 \text{ m}^2$$

C. Largeur du bassin

$$s_h = L * l = 2 * l = 2 * l^2 \quad \Longrightarrow \quad l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} \dots\dots\dots (\text{m})$$

$$l = \sqrt{\frac{1358.65}{2}} = 26,06 \text{ m}$$

A. Longueur

$$L = 2 * l = 40,12 \text{ m}$$

B. Temps de séjour

$$t_s = \frac{V}{Q_{moyh}} = \frac{5434.6}{104.7} = 51,9 \text{ h}$$

C. La masse de boues dans B.A (Xa)

$$X_a = \frac{L'_0}{c_m} \dots\dots\dots (\text{kg/j})$$

$$X_a = 1676.75 / 0,5 = 3353,5 \text{ kg/j}$$

D. Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \dots\dots\dots (\text{kg/m}^3)$$

$$[X_a] = 3353,5 / 1397,291 = 0,617 \text{ kg/m}^3$$

✎ *La charge en DBO5 à l'entrée du B.A*

$$L'_0 = L_s = 1676,75 \text{ kg/j}$$

✎ *La charge en DBO5 à la sortie du B.A (Ls')*

La concentration (S_s) à la sortie doit répondre aux norme de rejet, qu'est fixée à **30** mg/L de DBO₅.

$$L_s' = S_s * Q_j \dots\dots\dots [\text{kgDBO}_5/\text{j}]$$

$$L_s' = 30 * 10^{(-6)} * 2512 * 10^{(-3)} = \mathbf{75.36} \text{ kgDBO}_5/\text{j}$$

✎ *La charge en DBO₅ éliminée L_e*

$$L_e = L_0' - L_s' \dots\dots\dots [\text{kgDBO}_5/\text{j}]$$

$$L_e = 1676,75 - 75.36 = \mathbf{1601.39} \text{ kgDBO}_5/\text{j}$$

✎ *Rendement recherché R*

$$R = \frac{L_0' - L_s'}{L_0'} \dots\dots\dots (\%)$$

$$R = 1601.39 / 1676,75 = 0,955 \qquad \mathbf{R = 95,5 \%}$$

• **A l'horizon 2035**

✎ **Les débits**

✓ le débit journalier $Q_j = \mathbf{3388} \text{ m}^3/\text{j}$

✓ le débit moyenne horaire $Q_{\text{moyh}} = \mathbf{141} \text{ m}^3/\text{j}$

✎ **Les charges**

$$C_m = 0,5 \text{ (kgDBO}_5 / \text{m}^3/\text{j})$$

$$C_v = 1,2 \text{ (kgDBO}_5 / \text{m}^3/\text{j})$$

A. Volume de bassin (v)

$$V = 5434,6 \text{ m}^3$$

B. Surface horizontale

Hauteur : H=4m

(n=2) nombre de bassin d'aération

$$S_h = 5434.6 / (2 * 4) = \mathbf{679,325} \text{ m}^2$$

C. Largeur du bassin

$$l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{679,325}{2}} = \mathbf{18,43 \text{ m}}$$

D. Longueur $L = 2l = \mathbf{36,86m}$ **E. Temps de séjour**

$$t_s = \frac{V}{Q_{moyh}} = \frac{5434,6}{141} = \mathbf{38,54 \text{ h}}$$

F. La masse de boues dans B.A (Xa)

$$X_a = 2260,8/0,5 = \mathbf{4521,6 \text{ kg/j}}$$

G. Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = 4521,6/5434,6 = \mathbf{0,83 \text{ kg/m}^3}$$

H. La charge en DBO₅ à l'entrée du B.A

$$L_0' = L_s = 2260,8 \text{ kg/j}$$

I. La charge en DBO₅ à la sortie du B.A (ls)

$$L_s' = 30 * 10^{(-6)} * 3388 * 10^{(-3)} = 101,64 \text{ kg}_{\text{DBO}_5}/\text{j}$$

J. La charge en DBO₅ éliminée Le

$$L_e = 2260,8 - 101,64 = 2159,16 \text{ kg}_{\text{DBO}_5}/\text{j}$$

K. Rendement recherché R

$$R = 680,80/825,14 = 0,955 \quad \mathbf{R = 95,5 \%}$$

➤ Besoins en oxygène

Les bactéries en traitement par boues activées ont besoin d'une part pour la dégradation de la pollution organique, d'autre part, pour leur subsistance (respiration endogène).

• **A l'horizon 2022**

A. Besoins théoriques en O₂

$$q_{O_2} = a' * L_e + b' * X_a \dots\dots\dots (Kg_{O_2}/j)$$

- ✓ a' : Coefficient déterminant la fraction d'O₂ consommée $a' = 0,5 * C_m^{-0,12} = 0,54$
- ✓ b' : Coefficient cinétique de respiration en d'O₂ $a' = 0,13 * C_m^{0,16} = 0,12$
- ✓ L_e: La charge en DBO₅ éliminée (Kg/J)
- ✓ X_a: quantité de MVS présente par jour (kg) dans le bassin

$$q_{O_2} = 0,54 * 1601.39 + 0,12 * 1739 = 1073,43 Kg_{O_2}/j$$

B. Quantité horaire d'O₂ nécessaire

$$q_h = \frac{q_{O_2}}{24} \dots\dots\dots (Kg_{O_2}/h)$$

$$q_h = 1073.43/24 = 44.72 Kg_{O_2}/h$$

C. Quantité d'O₂ nécessaire pour 1 m³ du bassin

$$q_b = \frac{q_{O_2}}{V} \dots\dots\dots (Kg_{O_2}/j/m^3)$$

$$q_b = 1073.43/5434.6 = 0,2 Kg_{O_2}/j/m^3$$

• **A l'horizon 2035**

A. besoins théoriques en O₂

$$q_{O_2} = 0,54 * 2159.16 + 0,12 * 2344.56 = 1447,2936 Kg_{O_2}/j$$

B. quantité horaire d'O₂ nécessaire

$$q_h = 1447.2936/24 = 30,152 Kg_{O_2}/h$$

C. quantité d'O₂ nécessaire pour 1 m³ du bassin

$$q_b = 1447.29/5434,6 = 0,26 Kg_{O_2}/j/m^3$$

➤ **Détermination des caractéristiques de l'aération**

• **A l'horizon 2022**

A. Capacité totale d'O₂ transféré

Elle est déterminée par la formule d'**Hormanik**

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot P_a + 1 \dots\dots\dots (\text{kg/kwh})$$

p_a : puissance par m² du bassin $P_a = (30 \text{ à } 40) (\text{w/m}^2)$

On prend $P_a = 40 \text{ w/m}^2$

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 40 + 1 = 1,08 \text{ kg/kwh}$$

B. Quantité d'O₂ par unité de puissance

$$N = N_0 \left[\frac{B \cdot c_s - c_l}{c_s} \right] \cdot \alpha \cdot E^{(T-20^0)} \dots\dots\dots (\text{kg}_{O_2}/\text{kwh})$$

- ✓ **C_l**: concentration d'O₂ dissous dans l'eau à 25° $c_l = (1,5 \text{ à } 2) \text{ mg/l}$;soit **$c_l = 1,8 \text{ mg/l}$**
- ✓ **C_s**: concentration de saturation en O₂ à 20 C° et 760 mm de mercure
 $C_s = 9,2 \text{ mg/l}$ pour les aérateurs de surface
- ✓ **B** = $C_s(\text{eau usée}) / C_s(\text{eau épurée})$ $B = 0,95$
- ✓ **α** = (0,8) facteur de correction
- ✓ **E** = (1,02) coefficient de température.

$$N = 1,62 \text{ kg}_{O_2}/\text{kwh}$$

C. Puissance de brassage

$$E_b = S_h \cdot P_a \dots\dots\dots (\text{w})$$

$$E_b = 1358.65 \cdot 40 = 54346 \text{ w}$$

D. Puissance nécessaire à l'aérateur

$$E_a = \frac{q_h}{N} \dots\dots\dots (\text{w})$$

$$E_a = 30,152 / 0,00162 = 18612,34 \text{ w}$$

E. Nombre d'aérateurs

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

$$n = 18612,34/2760,29 = \mathbf{1 \text{ aérateur}}$$

- A l'horizon 2035

A. *capacité totale d'O₂ transféré*

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{(-3)} \cdot 40 + 1 = \mathbf{1,08 \text{ kg/kwh}}$$

B. *quantité d'O₂ par unité de puissance*

$$N = \mathbf{1,62 \text{ kg}_{O_2}/kwh}$$

C. *puissance de brassage*

$$E_b = 679.325 \cdot 40 = \mathbf{27173 \text{ w}}$$

D. *Puissance nécessaire à l'aérateur*

$$E_a = 30.152/0,00162 = 18612.34\mathbf{w}$$

E. *Nombre d'aérateurs*

$$n = 18612.3/27173 = \mathbf{1 \text{ aérateur}}$$

✎ **Bilan des boues**

- A l'horizon 2022.

A. Calcul de la quantité des boues excès

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m \cdot L_e - b \cdot X_a - X_{eff} \dots\dots\dots(\text{kg/j})$$

- ✓ X_{min} : boues minérales (20% de MES sortie de dégrillage).
- ✓ X_{dur} : boues difficilement biodégradables (20% de MVS)
- ✓ a_m : (0,55) coefficient de rendement cellulaire
- ✓ L_e : quantité de DBO5 éliminée (kg/j)

✓ **b**: fraction de la masse cellulaire éliminée par jour $b=(b'/1,44)$

➤ **b'**: coefficient cinétique =0,09

➤ **b** = 0,06

✓ **X_a**: masse totale de MVS dans le bassin (kg)

✓ **X_{eff}**: 3% de MVS dans le bassin (kg)

$$X_{min} = 20\% * MES_s = 20\% * 1825,95 = 175,89 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 20\% * MVS = 20\% * 1739 = 347,8 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 3\% * MES_s = 3\% * 879,48 = 54,78 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 1434,63 \text{ kg/j}$$

B. Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots(\text{kg/m}^3)$$

$$C_m=0,5 ; \quad I_m=233,33$$

$$X_m = (1200/233,33) = 5,14 \text{ kg/m}^3$$

C. Le débit de boues en excès

$$Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots\dots\dots(\text{m}^3/\text{j})$$

$$Q_{excès} = 682,68 / 5,14 = 279,11 \text{ m}^3/\text{j}$$

D. Le débit spécifique par m3 du bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots(\text{kg/j/m}^3)$$

$$Q_{excès} = 1434,63 / 5434,6 = 0,26 \text{ kg/j/m}^3$$

E. Le taux de recyclage

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots(\%)$$

$$R = (100 * 2,4) / (5,14 - 2,14) = 13,64 \%$$

F. Le débit des boues recyclées

$$Q_r = R * Q_j \dots\dots\dots (m^3/j)$$

$$Q_r = 0,1364 * 2512 = \mathbf{342,63} \text{ m}^3/j$$

G. Age des boues

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots (j)$$

$$A_b = (3353,5/1434,63) = \mathbf{2,33} \text{ j}$$

• **A l'horizon 2022**

A. Calcul de la quantité des boues excès

$$\checkmark X_{min} = 492,356 \text{ kg/j}$$

$$\checkmark X_{dur} = 468,912 \text{ kg/j}$$

$$\checkmark X_{eff} = 73,85 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = \mathbf{1934.314} \text{ kg/j}$$

B. Concentration de boues en excès

$$X_m = (1200/233,33) = \mathbf{5,14} \text{ kg/m}^3$$

C. Le débit de boues en excès

$$Q_{excès} = 1934.314 / 5,14 = \mathbf{376,325} \text{ m}^3/j$$

A. Le débit spécifique par m3 du bassin

$$Q_{excès} = 1934,314 / 5434.6 = \mathbf{0,355} \text{ kg/m}^3 / j$$

B. Le taux de recyclage

$$R = (100 * 0.83) / (5,14 - 0.83) = \mathbf{19,25} \%$$

C. Le débit des boues recyclées

$$Q_r = 0,1925 * 3388 = \mathbf{652,19} \text{ m}^3/j$$

D. Age des boues

$$A_b = (4521.16/1934.314) = 2,34 \text{ j}$$

V.8.1.2.2 Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)

- **A l'horizon 2022.**

A. Volume du décanteur

$$V = Q_{tp} * t_s \dots\dots\dots (m^3)$$

$$V = 209,4 * 2,5 = 523,5 \text{ m}^3$$

B. Le diamètre du décanteur

$$D_T = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} \dots\dots\dots (m)$$

$$D_T = \sqrt{\frac{4*523,5}{\pi*3}} = 14,90 \text{ m}$$

C. Surface utile

$$S_u = \frac{Q_{tp}}{v_{max}*n} \dots\dots\dots (m^2)$$

$$S_u = (209,4/0,6*1) = 349 \text{ m}^2$$

D. La hauteur périphérique

$$H_{TP} = 1,8 + 0,03 * D_T \dots\dots\dots (m)$$

$$H_{TP} = 1,8 + 0,03 * 14,9 = 2,247 \text{ m}$$

E. Calcul des éléments du clarificateur

✓ **La buse :** $D_1 = 1,2 \text{ m} ; S_1 = \frac{\pi * D_1^2}{4} = 1,131 \text{ m}^2$

✓ **La jupe**

**Surface de la jupe*

$$S_2 = \frac{[\frac{R\%}{100} + 1]}{90} * Q_{tp} \dots\dots\dots (m^2)$$

$$S_2 = \frac{\frac{19,25}{100} + 1}{90} * 209,4 = 2,77 \text{ m}^2$$

***Diamètre de la jupe**

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot (S_1 + S_2)}{\pi}} \dots\dots\dots(m)$$

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 \times (1.131 + 2.77)}{\pi}} = 2,23 \text{ m}$$

F. Diamètre de la surface utile

$$D_u = \sqrt{\frac{4 \cdot (S_1 + S_2 + S_u)}{\pi}} \dots\dots\dots(m)$$

$$D_u = \sqrt{\frac{4 \times (1.131 + 2.77 + 257,51)}{\pi}} = 18,24 \text{ m}$$

G. Surface des goulottes

$$S_4 = \frac{Q_{tp}}{n \cdot v} \dots\dots\dots(m^2)$$

$$S_4 = (209.4 / (1 \cdot 2520)) = 0,08 \text{ m}^2$$

• Largeur des goulottes

$$L = \frac{S_4}{h_{max}} \dots\dots\dots(m)$$

$$L = (0,08 / 0.5) = 0,16 \text{ m}$$

H. Volume utile du clarificateur

$$V_u = S_u \cdot H_{TP} \dots\dots\dots(m^2)$$

$$V_u = 2.247 \cdot 349 = 784,203 \text{ m}^3$$

I. Charge superficielle

$$q_s = \frac{Q_{tp}}{S_u} \dots\dots\dots (m/h)$$

$$q_s = (784,03 / 349) = 2,25 \text{ m/h}$$

J. Temps de séjour

$$t_s = \frac{V_u}{Q_{tp}} \dots\dots\dots(h)$$

$$t_s = 784,203 / 209.4 = 3,57 \text{ h}$$

- **A l'horizon 2035**

A. Volume du décanteur

$$V = 282 * 2,5 = 705 \text{ m}^3$$

B. Le diamètre

$$D_T = \sqrt{\frac{4 \times 705}{\pi \times 3}} = 17,3 \text{ m}$$

C. Surface utile

$$S_u = (282 / 0.6 * 1) = 470 \text{ m}^2$$

D. La hauteur périphérique

$$H_{TP} = 1,8 + 0,03 * 17.3 = 2,319 \text{ m}$$

E. Calcul des diamètres des éléments du clarificateur

✓ **La buse** : $D_1 = 1,2$; $S_1 = 1,131 \text{ m}^2$

✓ **La jupe**

***Surface de la jupe**

$$S_2 = \frac{\frac{19,25}{100} + 1}{90} \times 282 = 3,73 \text{ m}^2$$

***Diamètre de la jupe**

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 \times (1,131 + 3,73)}{\pi}} = 2,48 \text{ m}$$

A. Diamètre de la surface utile

$$D_u = \sqrt{\frac{4 \times (1.131 + 3.73 + 470)}{\pi}} = 24,58 \text{ m}$$

B. Surface des goulottes

$$S_4 = \frac{282}{1 \times 2520} = 0,11 \text{ m}^2$$

* Largeur des goulottes

$$L = \frac{0,11}{0,5} = 0,22 \text{ m}$$

C. Volume utile du clarificateur

$$V_u = 470 \times 2.319 = 1089,93 \text{ m}^3$$

D. Charge superficielle

$$q_s = (282/470) = 0,6 \text{ m/h}$$

E. Temps de séjour

$$t_s = 1089/282 = 3,86 \text{ h}$$

Tableau V-6: Résultats de calcul de bassin d'aération et clarificateur

Désignation	Unité	Horizon	
		2022	2035
Données de base			
Débit moyen journalier Q_j	m³/j	2512	3388
Débit moyen horaire Q_{moyh}	m³/h	104,7	141
Débit de temps de pluies	m³/j	209,4	282
La charge en DBO ₅ à l'entrée	Kg/j	1676,75	2260,8
La concentration S_s	mg/l	30	30
La charge en DBO ₅ à la sortie	Kg/j	75,36	101,64

La charge en DBO ₅ à éliminée	Kg/j	1601,39	2159,16
Rendement d'épuration	%	95,5	95,5
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume de bassin (V)	m³	5434,6	5434,6
La masse des boues dans B.A (X _a)	Kg/j	3353,5	1650,28
Concentration de boues [X _a]	Kg/ m³	0,617	2,4
Nombre	/	1	2
Hauteur de bassins (H)	m	4	4
Surface horizontale (S _h)	m²	1358,65	679,325
Largeur de bassin (l)	m	20,06	18,43
Longueur de bassin (L)	m	40,12	36,54
Temps de séjour (t _s)	h	51.9	38,54
Besoin en oxygène			
Besoins théorique en (O ₂) q _{o2}	Kg_{o2}/j	1073,43	561,94
Quantité horaire d'O ₂ nécessaire q _h	Kg_{o2}/j	44,72	23,41
Quantité horaire d'O ₂ nécessaire pour 1m ³ (q _h)	Kg_{o2}/j /m³	0,2	0,82
Calcul de d'aérateur de surface à installer			
Capacité totale d'o ₂ transférée N ₀	kg/kwh	1,08	1,08
Quantité d'o ₂ par unité de puissance N	kg/kwh	1,62	1,62
Puissance de brassage E _b	W	54346	27173
Puissance nécessaire à l'aérateur (E _a)	W	18612,34	18612
Nombre d'aérateur	/	1	1
Bilans de boues			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	kg/j	1434,63	1934,314
Concentration des boues en excès X _m	kg/m³	5,14	5,14
Le débit de boues en excès Q _{excès}	m³ /j	279,11	376,325
Le débit spécifique par m ³ du bassin q _{sp}	kg/j/m³	0,26	1,24

Le taux de recyclage R	%	13,64	19,25
Le débit de boues recyclée Q _r	m ³ /j	342,63	652,19
Age de boues A _b	J	2,33	2,34

Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)			
Volume de décanteur (V)	m ³	523,5	705
Diamètre D _T	M	14,9	17,3
Surface utile S _U	m ²	349	470
Diamètre de surface utile D _U	M	18,24	24,58
Volume utile du clarificateur V _U	m ³	784,203	1089,93
Hauteur périphérique h _{tp}	M	2,319	2,319
Diamètre de la buse du clarificateur D ₁	M	1,2	1,2
Surface de la buse du clarificateur S ₁	m ²	1,131	1,131
Surface de la jupe du clarificateur S ₂	m ²	2,77	24,58
Diamètre de la jupe du clarificateur D ₂	M	2,33	2,48
Surface des goulottes	m ²	0,08	0,11
Largeur des goulottes	M	0,16	0,22
Charge superficielle q _s	m/h	2,25	0,6
Temps de séjour t _s	H	3,57	3,86

V.8.1.3 Traitement tertiaire

- A l'horizon 2022

V.8.1.3.1 Dimensionnement du bassin de désinfection

A. Volume du bassin

$$V = \frac{Q_{tp} * t_c}{60} \dots\dots\dots(m^3)$$

$$V = (209.4 * 30) / 60 = 104.7 m^3$$

B. Largeur (l) et longueur (L)

$$V=L*l*h \quad L=1,25 *l \quad h = 3 \text{ m}$$

$$V=h*1,25*l^2 \rightarrow l = \sqrt{\frac{V}{1.25*h}}$$

$$l = \sqrt{\frac{104.7}{1.25*2.5}} = 12,94\text{m} \quad \Rightarrow \quad L = 1,25*l = 1,25*12.94 = 16,18 \text{ m}$$

V.8.1.4 Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues :

V.8.1.4.1 Dimensionnement de l'épaississeur

A. Boues issues du décanteur secondaire

$$B_{II} = (DBO_5)_e + (MM)_e \dots\dots\dots(\text{kg/j})$$

$$B_{II} = \Delta X = 2024.55 \text{ kg/j}$$

B. Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur

✓ Pour les boues secondaires

$$Q_{BII} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = \frac{B_{II}}{X_m} \dots\dots\dots(\text{ m}^3/\text{j})$$

$$Q_{EII} = 2024,55/5,14 = 393,88 \text{ m}^3/\text{j}$$

✓ Le débit total

$$Q_T = 393,88 \text{ m}^3/\text{j}$$

C. Calcul du volume de l'épaississeur (V_E)

$$V_E = Q_{BT} * t_s \dots\dots\dots(\text{ m}^3)$$

$$V_E = 393.88 * 5 = 1969,4 \text{ m}^3$$

D. Diamètre de l'épaississeur

$$D = \sqrt{\frac{4*V_E}{\pi*H}} \dots\dots\dots(\text{ m})$$

$$D = \sqrt{\frac{4*1969.4}{\pi*4.5}} = 23,6 \text{ m}$$

E. Débits de boues à la sortie de l'épaississeur

$$Q_{BE} = \frac{B_{II}}{90} \dots\dots\dots(\text{ m}^3/\text{j})$$

$$Q_{EE} = (2024.55)/90 = 22.495 \text{ m}^3/\text{j}$$

V.8.1.4.2 Dimensionnement des lits de séchage

A. Le volume épandu par chaque lit V_L

$$V_L = B * H * L \dots\dots\dots(\text{ m}^3)$$

$$V_L = 14 * 28 * 0,4 = 156,8 \text{ m}^3$$

B. La concentration des boues de stabilisateur

$$V_I = \frac{Q_T}{20} \dots\dots\dots(\text{ m}^3/\text{j})$$

$$V_I = 393,88/20 = 19,694 \text{ m}^3/\text{j}$$

C. Le nombre de lits nécessaire

$$n \geq \frac{V_I * 30}{V_L}$$

$$n \geq \frac{19,694 \times 30}{156,8} \rightarrow n \geq 3,76$$

On prend $n = 4$

D. Volume épandu par lit et par an

$$V_{II} = 9 * V_L \dots\dots\dots(\text{ m}^3)$$

$$V_{II} = 9 * 156,8 = 1411,2 \text{ m}^3$$

E. Volume des boues à sécher par an

$$V_{B/an} = V_I * 365 \dots\dots\dots(\text{ m}^3)$$

$$V_{E/an} = 7,7 * 365 = 2810,63 \text{ m}^3$$

F. Surface nécessaire

$$S_T = L * B * n \dots\dots\dots (m^2)$$

$$S_T = 28 * 14 * 4 = 1568 m^2$$

- **A l'horizon 2035.**

C. Volume du bassin

$$V = \frac{Q_{tp} * t_c}{60} \dots\dots\dots (m^3)$$

$$V = (282 * 30) / 60 = 141 m^3$$

D. Largeur (l) et longueur (L)

$$V = L * l * h \quad L = 1,25 * l \quad h = 3 m$$

$$V = h * 1,25 * l^2 \rightarrow l = \sqrt{\frac{V}{1,25 * h}}$$

$$l = \sqrt{\frac{141}{1,25 * 2,5}} = 2,717 m \quad \Rightarrow \quad L = 1,25 * l = 1,25 * 2,717 = 3,39 m$$

❖ **Dimensionnement de l'épaisseur****A. Boues issues du décanteur secondaire**

$$B_{II} = \Delta X = 2260,8 + 468,912 = 2729,912 \text{ kg/j}$$

B. - Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaisseur

✓ **Pour les boues secondaires**

$$Q_{EII} = 2729,912 / 5,14 = 531,072 m^3/j$$

✓ **Le débit total**

$$Q_T = 531,072 \text{ m}^3/\text{j}$$

C. Calcul du volume de l'épaisseur V_E

$$V_E = 531,072 \cdot 3 = 1593,216 \text{ m}^3$$

D. Débits de boues à la sortie de l'épaisseur

$$Q_{EE} = 2729,912/90 = 30,33 \text{ m}^3/\text{j}$$

E. Diamètre de l'épaisseur

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_E}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1593,216}{\pi \cdot 4,5}} = 21,23 \text{ m}$$

❖ **Dimensionnement des lits de séchage**

A. Le volume épandu par chaque lit V_L

$$V_L = 14 \cdot 28 \cdot 0,4 = 156,8 \text{ m}^3$$

B. La concentration des boues de stabilisateur

$$V_I = 531,072/20 = 26,55 \text{ m}^3/\text{j}$$

C. Le nombre de lits nécessaire

$$n \geq \frac{26,55 \times 30}{156,8} \rightarrow n \geq 5,079$$

On prend $n = 5$

D. Volume épandu par lit et par an

$$V_{II} = 9 \cdot 156,8 = 1411,2 \text{ m}^3$$

E. Volume des boues à sécher par an

$$V_{II} = 26,55 \cdot 365 = 9690,75 \text{ m}^3$$

F. Surface nécessaire

$$S_T = 28 \times 14 = 1960 \text{ m}^2$$

Tableau V-7: Résultats de calcul du bassin de désinfection et l'épaisseur et lits de séchage

Désignation	Unité	Horizon	
		2022	2035
Dimensionnement du bassin de désinfection			
Volume du bassin (V)	m ³	104,7	141
Largeur (l)	m	12,94	2,717
Longueur (L)	m	16.18	3.39
Dimensionnement de l'épaisseur			
Boues issues du décanteur secondaire (B_{II})	kg/j	2024.55	2729,912
Débit journalier pour les boues secondaires (Q_{EII})	m ³ /j	393,88	531,072
Débit journalier pour le débit total (Q_T)	m ³ /j	393,88	531,072
Volume de l'épaisseur (V_E)	m ³	1969,4	1593,216
Débits de boues à la sortie de l'épaisseur (Q_{EE})	m ³ /j	22,495	30,33
Diamètre de l'épaisseur (D)	m	23,6	21,33
Dimensionnement des lits de séchage			
Le volume épandu par chaque lit (V_L)	m ³	156,8	156,8
La concentration des boues de stabilisateur (V_I)	m ³ /j	19,694	26,55
Le nombre de lits nécessaire (n)	/	4	5
Volume épandu par lit et par an (V_{II})	m ³	1411,2	1411,2
Volume des boues a sécher par an ($V_{E/an}$)	m ³	2810,63	9690.75
Surface nécessaire (S_T)	m ²	1568	1960

V.8.2 Note de calcul de la variante II "Boues activées moyenne charge"

V.8.2.1 Dimensionnement des ouvrages de traitement de l'eau :

V.8.2.1.1 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement :

Les ouvrages de prétraitement sont identiques à ceux évoqués dans la variante I "Boues activées aération prolongée".

V.8.2.1.1.1 Dimensionnement du décanteur primaire :

Le dimensionnement du décanteur primaire est conditionné par deux (02) paramètres :

La vitesse ascensionnelle ou la charge superficielle qui est comprise entre 01 et 02 m/h (dans notre cas $V_{cs} = 2$ m/h) ;

Le temps de séjour : varie de 1 à 3 h pour l'effluent de temps de pluie (dans notre cas

$T_s = 1.5$ h).

- *A l'horizon 2022.*
- ✓ $Q_{tp} = 209,4$ m³/h;
- ✓ n : Nombre de décanteurs ($n=1$)

A. La surface horizontale du décanteur

Le débit de pointe en temps de pluie (Q_{tp}) est de **209,4 m³/h**

$$Q_{tp} = S_h * n * v_{cs} \qquad S_h = \frac{Q_{tp}}{n * v_{cs}} \dots\dots\dots [m^2]$$

$$S_h = 209,4 / (1 * 2) = \mathbf{104,7 \text{ m}^2}$$

B. Le volume du décanteur

$$V = Q_{tp} * \frac{t_s}{n} \dots\dots\dots [m^3]$$

$$V = 209,4 * (1,5 / 1) = \mathbf{314,1 \text{ m}^3}$$

C. La hauteur du décanteur

$$h = \frac{V}{S_h} \dots\dots\dots [m]$$

$$h = 314,1/104,7 = 3 \text{ m}$$

D. Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} \dots\dots\dots [m]$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 104,7}{3,14}} = 11,54 \text{ m}$$

• *A l'horizon 2035*

✓ *n* : Nombre de décanteurs (*n=1*)

✓ Le débit de pointe en temps de pluie (**Qtp**) est de **282 m³/h**

A. La surface horizontale du décanteur

$$S_h = (282 / (1 \cdot 2)) = 141 \text{ m}^2$$

B. Le volume du décanteur

$$V = 282 \cdot (1,5 / 1) = 423 \text{ m}^3$$

C. La hauteur du décanteur

$$h = (423 / 141) = 3 \text{ m}$$

D. Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 141}{3,14}} = 13,39 \text{ m}$$

Tableau V-8: Résultats de calcul de dimensionnement du décanteur primaire.

Paramètres	Unité	Horizon
------------	-------	---------

		2022	2035
Nombre de décanteurs	/	1	1
Débit	(m ³ /h)	209,4	282
La surface horizontale	(m ²)	104,7	141
Le volume	(m ³)	314,1	423
La hauteur de l'ouvrage	M	3	3
Le diamètre de décanteur	M	11,54	13,39
DBO ₅ à l'entrée L ₀	(Kg/j)	1676,75	2260,80
DBO ₅ à retenus L _e	(Kg/j)	503,025	678,24
DBO ₅ a la sortie L _s	(Kg/j)	1173,725	1582,56
MES à l'entrée N ₀	(Kg/j)	2173,75	2930,70
MES à retenus N _e	(Kg/j)	1304,25	1287,55
MES à la sortie N _s	(Kg/j)	869,5	1172,28

V.8.2.1.2 Traitement biologique

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant :

- ✓ Le bassin d'aération
- ✓ Le décanteur secondaire

❖ Bassin d'aération

Le bassin d'aération est un réacteur biologique où est effectuée l'aération du mélange biomasse-eau.

Cette aération peut se faire à partir de l'oxygène, de l'air, d'un gaz enrichi en oxygène, ou encore d'oxygène pur.

L'objectif de l'aération est de dissoudre le gaz dans le mélange afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices.

V.8.2.1.2.1 Dimensionnement du bassin d'aération(B.A)

- **A l'horizon 2022.**

☞ **Les débits**

- ✓ le débit journalier $Q_j = 2512,00\text{m}^3/\text{j}$
- ✓ le débit moyenne horaire $Q_{\text{moyh}} = 104,7 \text{ m}^3/\text{h}$

☞ **Les charges**

- ❖ Charge massique : la charge massique c_m varie de 0,1 à 0,8(kg_{DBO5}/kg_{MES}/j)
- ❖ Charge volumique : c_v varie de **0,8 à 1,8** (kg_{DBO5} / kg_{MES}/j)

On prend les valeurs suivantes

$$C_m = 0,5 \text{ (kg}_{\text{DBO5}} / \text{kg}_{\text{MES}}/\text{j})$$

$$C_v = 1,2 \text{ (kg}_{\text{DBO5}} / \text{kg}_{\text{MES}}/\text{j})$$

D. Volume de bassin (v)

$$V = \frac{L'_0}{c_v} \dots\dots\dots(\text{m}^3)$$

$$V = 1173,25/1,2 = 977,70 \text{ m}^3$$

E. Surface horizontale

Hauteur : entre **3** et **5m** soit **H = 4m**

(**n = 1**) nombre de bassin d'aération

$$S_h = \frac{v}{n \cdot H} \dots\dots\dots (\text{m}^2)$$

$$S_h = 977,7 / (1 \cdot 4) = 244,425 \text{ m}^2$$

F. Largeur du bassin

$$S_h = L \cdot l = 2 \cdot l = 2 \cdot l^2 \quad \implies \quad l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} \dots\dots\dots (\text{m})$$

$$l = \sqrt{\frac{244,425}{2}} = 11,05 \text{ m}$$

G. Longueur

$$L=2*l= 22,11 \text{ m}$$

H. Temps de séjour

$$t_s = \frac{V}{Q_{moyh}} = \frac{977,7}{104,7} = 9,34 \text{ h}$$

I. La masse de boues dans B.A (Xa)

$$X_a = \frac{L'_0}{c_m} \dots\dots\dots(\text{kg/j})$$

$$X_a = 1173,25/0,5 = 2346,5 \text{ kg/j}$$

J. Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \dots\dots\dots (\text{kg/m}^3)$$

$$[X_a] = 2346,5/977,7 = 2,4 \text{ kg/m}^3$$

La charge en DBO5 à l'entrée du B.A

$$L_0' = L_S = 1173,25 \text{ kg/j (DBO5 à la sortie du décanteur primaire)}$$

La charge en DBO5 à la sortie du B.A (Ls')

La concentration (Ss) à la sortie doit répondre aux norme de rejet, qu'est fixée à 30 mg/L de DBO5.

$$L_{S'} = S_s * Q_j \dots\dots\dots[\text{kgDBO5/j}]$$

$$L_{S'} = 30 * 10^{(-6)} * 2512 * 10^{(-3)} = 75,36 \text{ kgDBO5/j}$$

• **La charge en DBO5 éliminée Le**

$$L_e = L_0' - L_{S'} \dots\dots\dots[\text{kgDBO5/j}]$$

$$L_e = 1173,25 - 75,36 = 1097,89 \text{ kgDBO5/j}$$

$$t_s = \frac{V}{Q_{moyh}} = \frac{1318,8}{141} = 9,35 \text{ h}$$

Q. La masse de boues dans B.A (X_a)

$$X_a = 1582,56/0,5 = 3165,12 \text{ kg/j}$$

R. Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = 3165,12/1318,8 = 2,4 \text{ kg/m}^3$$

S. La charge en DBO₅ à l'entrée du B.A

$$L_0' = L_s = 1582,56 \text{ kg/j}$$

T. La charge en DBO₅ à la sortie du B.A (l_s)

$$L_s' = 30 \cdot 10^{(-6)} \cdot 3388 \cdot 10^{(-3)} = 101,64 \text{ kg}_{\text{DBO}_5}/\text{j}$$

U. La charge en DBO₅ éliminée L_e

$$L_e = 1582,56 - 101,64 = 1480,92 \text{ kg}_{\text{DBO}_5}/\text{j}$$

V. Rendement recherché R

$$R = 680,80/825,14 = 0,9357 \quad \mathbf{R = 93,58 \%}$$

Besoins en oxygène

Les bactéries en traitement par boues activées ont besoin d'une part pour la dégradation de la pollution organique, d'autre part, pour leur subsistance (respiration endogène).

- **A l'horizon 2022.**

D. Besoins théoriques en O₂

$$q_{O_2} = a' \cdot L_e + b' \cdot X_a \dots\dots\dots (\text{Kg}_{O_2}/\text{j})$$

✓ a' : Coefficient déterminant la fraction d'O₂ consommée $a' = 0,5 \cdot C_m^{-0,12} = 0,54$

✓ b' : Coefficient cinétique de respiration en d'O₂ $b' = 0,13 \cdot C_m^{0,16} = 0,12$

- ✓ L_c : La charge en DBO₅ éliminée (Kg/J)
- ✓ X_a : quantité de MVS présente par jour (kg) dans le bassin

$$q_{O_2} = 0,54 * 1097,89 + 0,12 * 2346,5 = \mathbf{874,44 \text{ Kg}_{O_2}/j}$$

E. Quantité horaire d'O₂ nécessaire

$$q_h = \frac{q_{O_2}}{24} \dots\dots\dots(\text{Kg}_{O_2}/\text{h})$$

$$q_h = 874,44/24 = \mathbf{36,43 \text{ Kg}_{O_2}/h}$$

F. Quantité d'O₂ nécessaire pour 1 m³ du bassin

$$q_b = \frac{q_{O_2}}{V} \dots\dots\dots(\text{Kg}_{O_2}/\text{j}/\text{m}^3)$$

$$q_b = 874,44/977,7 = \mathbf{0,89 \text{ Kg}_{O_2}/j/m^3}$$

- A l'horizon 2035

D. besoins théoriques en O₂

$$q_{O_2} = 0,54 * 1480,92 + 0,12 * 3165,12 = \mathbf{1179,51 \text{ Kg}_{O_2}/j}$$

E. quantité horaire d'O₂ nécessaire

$$q_h = 561,94/24 = \mathbf{49,15 \text{ Kg}_{O_2}/h}$$

F. quantité d'O₂ nécessaire pour 1 m³ du bassin

$$q_b = 1179,51/1318,8 = \mathbf{0,89 \text{ Kg}_{O_2}/j/m^3}$$

Détermination des caractéristiques de l'aération

- A l'horizon 2022.

F. Capacité totale d'O₂ transféré

Elle est déterminée par la formule d'**Hormanik**

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot P_a + 1 \dots\dots\dots (\text{kg/kwh})$$

p_a : puissance par m² du bassin $P_a = (30 \text{ à } 40) \text{ (w/m}^2\text{)}$

On prend $P_a = 40 \text{ w/m}^2$

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 40 + 1 = 1,08 \text{ kg/kwh}$$

G. Quantité d'O₂ par unité de puissance

$$N = N_0 \left[\frac{B \cdot c_s - c_l}{c_s} \right] \cdot \alpha \cdot E^{(T-20^0)} \dots\dots\dots (\text{kg}_{O_2}/\text{kwh})$$

✓ **C_l**: concentration d'O₂ dissous dans l'eau à 25° $c_l = (1,5 \text{ à } 2) \text{ mg/l}$;soit **$c_l = 1,8 \text{ mg/l}$**

✓ **C_s**: concentration de saturation en O₂ à 20 C° et 760 mm de mercure

$C_s = 9,2 \text{ mg/l}$ pour les aérateurs de surface

✓ **B** = C_s(eau usée)/ C_s(eau épurée) $B = 0,95$

✓ **α** = (0,8) facteur de correction

✓ **E** = (1,02) coefficient de température.

$$N = 1,62 \text{ kg}_{O_2}/\text{kwh}$$

H. Puissance de brassage

$$E_b = S_h \cdot P_a \dots\dots\dots (\text{w})$$

$$E_b = 69,01 \cdot 40 = 9777 \text{ w}$$

I. Puissance nécessaire à l'aérateur

$$E_a = \frac{q_h}{N} \dots\dots\dots (\text{w})$$

$$E_a = 36.43 / 0,00162 = 22487,65 \text{ w}$$

J. Nombre d'aérateurs

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

$$n = 22487,65 / 9777 = 2 \text{ aérateurs}$$

- A l'horizon 2022.

F. capacité totale d'O₂ transféré

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{(-3)} \cdot 40 + 1 = \mathbf{1,08 \text{ kg/kwh}}$$

G. quantité d'O₂ par unité de puissance

$$N = \mathbf{1,62 \text{ kg}_{O_2}/\text{kwh}}$$

H. puissance de brassage

$$E_b = 164,85 \cdot 40 = \mathbf{6594 \text{ w}}$$

I. Puissance nécessaire à l'aérateur

$$E_a = 49,15 / 0,00162 = \mathbf{30339,50 \text{ w}}$$

J. Nombre d'aérateurs

$$n = 30339,5 / 6594 = \mathbf{4 \text{ aérateurs}}$$

Bilan des boues

- A l'horizon 2022.

H. Calcul de la quantité des boues excès

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m \cdot L_e - b \cdot X_a - X_{eff} \dots\dots\dots(\text{kg/j})$$

- ✓ X_{min} : boues minérales (20% de MES: sortie du décanteur primaire)
- ✓ X_{dur} : boues difficilement biodégradables (20% de MVS)
- ✓ a_m : (0,55) coefficient de rendement cellulaire
- ✓ L_e : quantité de DBO5 éliminée (kg/j)
- ✓ b : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour $b = (b' / 1,44)$
 - b' : coefficient cinétique = 0,09
 - $b = 0,06$
- ✓ X_a : masse totale de MVS dans le bassin (kg)

✓ X_{eff} : 3% de MVS dans le bassin (kg)

$$X_{min} = 20\% * MES_s = 20\% * 2173,57 = 434,75 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 20\% * MVS = 20\% * 1758,48 = 351,69 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 3\% * MES_s = 3\% * 2173,57 = 65,21 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 995,1145 \text{ kg/j}$$

I. Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots(\text{kg/m}^3)$$

$$C_m = 0,5 ; \quad I_m = 233,33$$

$$X_m = (1200/233,33) = 5,14 \text{ kg/m}^3$$

J. Le débit de boues en excès

$$K. Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots\dots\dots(\text{m}^3/\text{j})$$

$$Q_{excès} = 995,1145 / 5,14 = 193,60 \text{ m}^3/\text{j}$$

L. Le débit spécifique par m3 du bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots(\text{kg/j/m}^3)$$

$$Q_{excès} = 995,1145 / 977,7 = 1,02 \text{ kg/j/m}^3$$

M. Le taux de recyclage

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots(\%)$$

$$R = (100 * 2,4) / (5,14 - 2,14) = 87,49 \%$$

N. Le débit des boues recyclées

$$Q_r = R * Q_j \dots\dots\dots (\text{m}^3/\text{j})$$

$$Q_r = 0,8749 * 2512 = \mathbf{2197,75 \text{ m}^3/\text{j}}$$

O. Age des boues

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots (\text{j})$$

$$A_b = (1324,94/682,68) = \mathbf{1,94 \text{ j}}$$

• **A l'horizon 2035**

D. Calcul de la quantité des boues excès

$$\checkmark X_{min} = 0,2 * 2461,78 = 492,356 \text{ kg/j}$$

$$\checkmark X_{dur} = 0,2 * 2344,56 = 468,912 \text{ kg/j}$$

$$\checkmark X_{eff} = 0,03 * 2461,78 = 73,853 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = \mathbf{1119,774 \text{ kg/j}}$$

E. Concentration de boues en excès

$$X_m = (1200/233,33) = \mathbf{5,14 \text{ kg/m}^3}$$

F. Le débit de boues en excès

$$Q_{excès} = 1119,77 / 5,14 = \mathbf{217,85 \text{ m}^3/\text{j}}$$

G. Le débit spécifique par m3 du bassin

$$Q_{excès} = 1119,77 / 1318,8 = \mathbf{0,85 \text{ kg/j/m}^3}$$

H. Le taux de recyclage

$$R = (100 * 2,4) / (5,14 - 2,14) = \mathbf{87,59 \%}$$

I. Le débit des boues recyclées

$$Q_r = 0,8759 * 3388 = 2967.549 \text{ m}^3/\text{j}$$

J. Age des boues

$$A_b = (1650,28/850,31) = 2,82 \text{ j}$$

V.8.2.1.2.2 Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)

• **A l'horizon 2022**

K. Volume du décanteur

$$V = Q_{tp} * t_s \dots\dots\dots (\text{m}^3)$$

$$V = 209,4 * 2,5 = 523.5 \text{ m}^3$$

L. Le diamètre du décanteur

$$D_T = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} \dots\dots\dots (\text{m})$$

$$D_T = \sqrt{\frac{4*523,5}{\pi*3}} = 14,90 \text{ m}$$

M. Surface utile

$$S_u = \frac{Q_{tp}}{v_{max}*n} \dots\dots\dots (\text{m}^2)$$

$$S_u = (209,4/1,25*1) = 167,52 \text{ m}^2$$

N. La hauteur périphérique

$$H_{TP} = 1,8 + 0,03 * D_T \dots\dots\dots (\text{m})$$

$$H_{TP} = 1,8 + 0,03 * 14,9 = 2,247 \text{ m}$$

O. Calcul des éléments du clarificateur

✓ **La buse** : $D_1 = 1.2 \text{ m}$; $S_1 = \frac{\pi * D_1^2}{4} = 1.131 \text{ m}^2$

✓ **La jupe**

**Surface de la jupe*

$$S_2 = \frac{[\frac{R\%}{100}+1]}{90} * Q_{tp} \dots\dots\dots(m^2)$$

$$S_2 = \frac{\frac{87.59}{100}+1}{90} \times 209,4 = 4.36 \text{ m}^2$$

**Diamètre de la jupe*

$$D_2 = \sqrt{\frac{4*(S_1+S_2)}{\pi}} \dots\dots\dots(m)$$

$$D_2 = \sqrt{\frac{4*(1.131+4,364)}{\pi}} = 2,64 \text{ m}$$

P. Diamètre de la surface utile

$$D_u = \sqrt{\frac{4*(S_1+S_2+S_u)}{\pi}} \dots\dots\dots(m)$$

$$D_u = \sqrt{\frac{4*(1.131+13,42+257,51)}{\pi}} = 14,84 \text{ m}$$

Q. Surface des goulottes

$$S_4 = \frac{Q_{tp}}{n*v} \dots\dots\dots(m^2)$$

$$S_4 = (209,4/(1*2520)) = 0,08 \text{ m}^2$$

• **Largeur des goulottes**

$$L = \frac{S_4}{h_{max}} \dots\dots\dots(m)$$

$$L = (0,08/0,5) = 0,16 \text{ m}$$

R. Volume utile du clarificateur

$$V_u = S_u * H_{TP} \dots\dots\dots(m^2)$$

$$V_u = 2,247 * 167,52 = 376,417 \text{ m}^3$$

S. Charge superficielle

$$q_s = \frac{Q_{tp}}{S_u} \dots\dots\dots (m/h)$$

$$q_s = (209,4/167,52) = 1,25 \text{ m/h}$$

T. Temps de séjour

$$t_s = \frac{V_u}{Q_{tp}} \dots\dots\dots(\text{h})$$

$$t_s = 376,417/209,4 = 1,79 \text{ h}$$

• A l'horizon 2035

F. Volume du décanteur

$$V = 282,4 * 2,5 = 706 \text{ m}^3$$

G. Le diamètre

$$D_T = \sqrt{\frac{4 \times 706}{\pi \times 3}} = 17,31 \text{ m}$$

H. Surface utile

$$S_u = (282/1,25 * 2) = 112,8 \text{ m}^2$$

I. La hauteur périphérique

$$H_{TP} = 1,8 + 0,03 * 17,31 = 2,32 \text{ m}$$

J. Calcul des diamètres des éléments du clarificateur

✓ La buse : $D_1 = 1,2$; $S_1 = 1,131 \text{ m}^2$

✓ La jupe

*Surface de la jupe

$$S_2 = \frac{\frac{87,59}{100} + 1}{90} \times 282 = 5,88 \text{ m}^2$$

*Diamètre de la jupe

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 \times (1.131 + 5.88)}{\pi}} = 3 \text{ m}$$

K. Diamètre de la surface utile

$$D_u = \sqrt{\frac{4 \times (1.131 + 5.88 + 112.8)}{\pi}} = 12,35 \text{ m}$$

L. Surface des goulottes

$$S_4 = \frac{282}{2 \times 2520} = 0,056 \text{ m}$$

* Largeur des goulottes

$$L = \frac{0,056}{0.5} = 0,112 \text{ m}$$

M. Volume utile du clarificateur

$$V_u = 112.8 * 2,32 = 261.7 \text{ m}^3$$

N. Charge superficielle

$$q_s = (282/112,8) = 2,5 \text{ m/h}$$

O. Temps de séjour

$$t_s = 261.7/282 = 0,93 \text{ h}$$

Tableau V-9: Résultats de calcul de bassin d'aération et clarificateur.

Désignation	Unité	Horizon	
		2022	2035
Données de base			
Débit moyen journalier Q_j	m³/j	2512	3388
Débit moyen horaire Q_{moyh}	m³/h	104,7	141
Débit de temps de pluies	m³/j	104.9	282
La charge en DBO ₅ à l'entrée	Kg/j	1173,25	1582,56
La concentration S_s	mg/l	30	30

La charge en DBO ₅ à la sortie	Kg/j	75,36	101,64
La charge en DBO ₅ à éliminée	Kg/j	1097,89	1480,92
Rendement d'épuration	%	93,57	93,58
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume de bassin (V)	m³	977,7	1318,8
La masse des boues dans B.A (X _a)	Kg/j	2346,5	3165,12
Concentration de boues [X _a]	Kg/ m³	2,4	2,4
Nombre	/	2	2
Hauteur de bassins (H)	m	4	4
Surface horizontale (S _h)	m²	244,425	164,85
Largeur de bassin (l)	m	11,05	9,07
Longueur de bassin (L)	m	22.11	18,16
Temps de séjour (t _s)	h	9,34	9,35
Besoin en oxygène			
Besoins théorique en (O ₂) q _{o2}	Kg_{o2}/j	874,44	1179,51
Quantité horaire d'O ₂ nécessaire q _h	Kg_{o2}/j	36,43	49,15
Quantité horaire d'O ₂ nécessaire pour 1m ³ (q _h)	Kg_{o2}/j /m³	0,89	0,89
Calcul de d'aérateur de surface à installer			
Capacité totale d'o ₂ transférée N ₀	kg/kwh	1,08	1,08
Quantité d'o ₂ par unité de puissance N	kg/kwh	0,72	0,72
Puissance de brassage E _b	W	9777	6594
Puissance nécessaire à l'aérateur (E _a)	w	22487,65	30339,5
Nombre d'aérateur	/	4	4
Bilans de boues			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	kg/j	995,11	1119,77
Concentration des boues en excès X _m	kg/m³	5,14	5,14
Le débit de boues en excès Q _{excès}	m³ /j	193,6	217,85

Le débit spécifique par m ³ du bassin q _{sp}	kg/j/m³	1,02	0,85
Le taux de recyclage R	%	87,49	87,59
Le débit de boues recyclée Q _r	m³/j	2197,75	2967,55
Age de boues A _b	j	1,94	2,82
Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)			
Volume de décanteur (V)	m³	523,5	706
Diamètre D _T	m	14,9	17,31
Surface utile S _U	m²	167,52	112,8
Diamètre de surface utile D _U	m	14,84	12,35
Volume utile du clarificateur V _U	m³	376,417	261,7
Hauteur périphérique h _{tp}	m	2,247	2,56
Diamètre de la buse du clarificateur D ₁	m	1,2	2,32
Surface de la buse du clarificateur S ₁	m²	1,131	1,131
Surface de la jupe du clarificateur S ₂	m²	4,36	5,88
Diamètre de la jupe du clarificateur D ₂	m	2,64	3
Surface des goulottes	m²	0,08	0,056
Largeur des goulottes	m	0,16	0,112
Charge superficielle q _s	m/h	1,25	2,5
Temps de séjour t _s	h	1,79	0,93

V.8.2.1.3 Traitement tertiaire

- A l'horizon 2022

V.8.2.1.3.1 Dimensionnement du bassin de désinfection

E. Volume du bassin

$$V = \frac{Q_{tp} * t_c}{60} \dots\dots\dots(m^3)$$

$$V = (209,4 * 20) / 60 = 69,8 \text{ m}^3$$

F. Largeur (l) et longueur (L)

$$V=L*l*h \quad L=1,25 *l \quad h = 3 \text{ m}$$

$$V=h*1,25*l^2 \rightarrow l = \sqrt{\frac{V}{1.25*h}}$$

$$l = \sqrt{\frac{69,8}{1.25*3}} = 4,31 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L = 1,25*l = 1,25*4.31 = 5,39 \text{ m}$$

V.8.2.1.4 Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues :

V.8.2.1.4.1 Dimensionnement de l'épaississeur

- **Boues primaires du décanteur primaire**

$$B_I = (DBO_5)_e + (MM)_e \dots\dots\dots(\text{kg/j})$$

$$B_I = 347,8 + 503,025 = 850,825 \text{ kg/j}$$

- **Boues issues du décanteur secondaire**

$$B_{II} = \Delta X = 1445,7 \text{ kg/j}$$

- **Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur**

- ✓ **Pour les boues primaires**

$$Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} \dots\dots\dots(\text{ m}^3/\text{j})$$

$$Q_{EI} = 850,825 / 30 = 28,36 \text{ m}^3/\text{j}$$

- ✓ **Pour les boues secondaires**

$$Q_{BII} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = \frac{B_{II}}{X_m} \dots\dots\dots(\text{ m}^3/\text{j})$$

$$Q_{EII} = 1445,7 / 5,14 = 281,26 \text{ m}^3/\text{j}$$

- ✓ **Le débit total**

$$Q_{BT} = Q_{BI} + Q_{BII} \dots\dots\dots(\text{ m}^3/\text{j})$$

$$Q_T = 28,36 + 281,26 = 309,62 \text{ m}^3/\text{j}$$

F. Calcul du volume de l'épaississeur (V_E)

$$V_E = Q_{BT} * t_s \dots\dots\dots(\text{ m}^3)$$

$$V_E = 281,26 * 3 = 843,78 \text{ m}^3$$

G. Diamètre de l'épaississeur

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_E}{\pi * H}} \dots\dots\dots(\text{ m})$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 843,78}{\pi * 4.5}} = 15,45 \text{ m}$$

H. Débits de boues à la sortie de l'épaississeur

$$Q_{BE} = \frac{B_I + \Delta X}{90} \dots\dots\dots(\text{ m}^3/\text{j})$$

$$Q_{BE} = (635,71 + 682,68) / 90 = 25,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

V.8.2.1.4.2 Dimensionnement des lits de séchage**G. Le volume épandu par chaque lit V_L**

$$V_L = B * H * L \dots\dots\dots(\text{ m}^3)$$

$$V_L = 14 * 28 * 0,4 = 156,8 \text{ m}^3$$

H. La concentration des boues de stabilisateur

$$V_I = \frac{Q_I}{20} \dots\dots\dots(\text{ m}^3/\text{j})$$

$$V_I = 309,62 / 20 = 15,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

I. Le nombre de lits nécessaire

$$n \geq \frac{V_I * 30}{V_L}$$

$$n \geq \frac{15,48 * 30}{156,8} \rightarrow n \geq 2,96$$

On prend $n = 3$

J. Volume épandu par lit et par an

$$V_{II} = 9 * V_L \dots\dots\dots (m^3)$$

$$V_{II} = 9 * 156,8 = 1411,2 m^3$$

K. Volume des boues à sécher par an

$$V_{B/an} = V_I * 365 \dots\dots\dots (m^3)$$

$$V_{E/an} = 7,70 * 365 = 5650,2 m^3$$

L. Surface nécessaire

$$S_T = L * B * n \dots\dots\dots (m^3)$$

$$S_T = 28 * 14 * 2 = 784 m^2$$

- A l'horizon 2035

❖ **Dimensionnement du bassin de désinfection**

A. Volume du bassin

$$V = (282 * 20) / 60 = 94 m^3$$

B. Largeur (l) et longueur (L)

$$l = \sqrt{\frac{94}{1,25 * 3}} = 5,01 m$$

$$L = 1,25 * l = 1,25 * 5,01 = 6,26 m$$

❖ **Dimensionnement de l'épaisseur**

F. Boues primaires du décanteur primaire

$$B_I = 1147,152 kg/j$$

G. Boues issues du décanteur secondaire

$$B_{II} = \Delta X = 1949,832 kg/j$$

H. - Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur✓ **Pour les boues primaires**

$$Q_{EI} = 1147,152 / 30 = 38,24 \text{ m}^3/\text{j}$$

✓ **Pour les boues secondaires**

$$Q_{EII} = 1949,832 / 5,14 = 379,34 \text{ m}^3/\text{j}$$

✓ **Le débit total**

$$Q_T = 379,34 + 38,24 = 417,58 \text{ m}^3/\text{j}$$

I. Calcul du volume de l'épaississeur V_E

$$V_E = 417,58 * 3 = 1252,75 \text{ m}^3$$

J. Débits de boues à la sortie de l'épaississeur

$$Q_{EE} = (791,80 + 850,31) / 90 = 18,25 \text{ m}^3$$

K. Diamètre de l'épaississeur

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_E}{\pi * H}} = \sqrt{\frac{4 * 1252,75}{\pi * 4,5}} = 18,82 \text{ m}$$

❖ **Dimensionnement des lits de séchage****G. Le volume épandu par chaque lit V_L**

$$V_L = 14 * 28 * 0,4 = 156,8 \text{ m}^3$$

H. La concentration des boues de stabilisateur

$$V_1 = 417,58 / 20 = 20,88 \text{ m}^3/\text{j}$$

I. Le nombre de lits nécessaire

$$n \geq \frac{20,88 * 30}{156,8} \rightarrow n \geq 3,99$$

On prend $n = 4$

J. Volume épandu par lit et par an

$$V_{II} = 9 \cdot 156,8 = 1411,2 \text{ m}^3$$

K. Volume des boues à sécher par an

$$V_{II} = 20,88 \cdot 365 = 7621,2 \text{ m}^3$$

L. Surface nécessaire

$$S_T = 28 \cdot 14 \cdot 2 = 784 \text{ m}^2$$

Tableau V-10: Résultats de calcul du bassin de désinfection et l'épaisseur et lits de séchage.

Désignation	Unité	Horizon	
		2022	2035
Dimensionnement du bassin de désinfection			
Volume du bassin (V)	m³	69,8	94
Largeur (l)	m	4,31	5,01
Longueur (L)	m	5,39	6,26
Dimensionnement de l'épaisseur			
Boues primaires du décanteur primaire (B_I)	kg/j	850,825	1147,152
Boues issues du décanteur secondaire (B_{II})	kg/j	1445,7	1949,83
Débit journalier pour les boues primaires (Q_{EI})	m³/j	28,36	38,2
Débit journalier pour les boues secondaires (Q_{EII})	m³/j	281,26	379,34
Débit journalier pour le débit total (Q_T)	m³/j	309,62	191,82
Volume de l'épaisseur (V_E)	m³	843,78	1252,75
Débits de boues à la sortie de l'épaisseur (Q_{EE})	m³/j	25,52	18,25

Diamètre de l'épaisseur (D)	m	15,45	18,82
Dimensionnement des lits de séchage			
Le volume épandu par chaque lit (V_L)	m ³	156,8	156,8
La concentration des boues de stabilisateur (V_I)	m ³ /j	15,48	20,88
Le nombre de lits nécessaire (n)	/	2	2
Volume épandu par lit et par an (V_{II})	m ³	1411,2	1411,2
Volume des boues a sécher par an ($V_{E/an}$)	m ³	5650,2	7621,2
Surface nécessaire (S_T)	m ²	784	784

V.9 Estimation des coûts des équipements, du génie-civil et d'exploitation pour les deux variantes proposées.

Dans ce chapitre, nous allons donner un aperçu sur l'estimation de chacune des variantes proposées tout en se basant sur les critères optimaux, à savoir : Coûts des équipements, du génie-civil et d'exploitation, des études précédentes ayant des capacités similaires à celles que nous avons obtenues pour cette zone d'études.

Néanmoins, nous signalerons que les estimatifs et les quantitatifs détaillés de la variante retenue, seront donnés plus en détails dans la seconde partie de l'avant projet détaillé soit le mémoire technique.

V.9.1 Procédé par boue activée à faible charge (Aération prolongée) :

Le procédé inclue les deux filières de traitement suivantes :

- Filière "Traitement des eaux" ;
- Filière "Traitement des boues".

La filière "*Traitement des eaux*" inclue les différentes phases de traitement suivantes :

Le prétraitement à savoir :

- Un dégrilleur grossier droit automatique ;
- Un dégrilleur fin droit automatique ;
- Un dessableur-déshuileur aéré.
- Deux (02) bassins d'aération ;

- Deux (02) décanteurs secondaires ;
- Un (01) bassin de désinfection.

La filière "*Traitement des boues*" inclue les phases de traitement suivantes :

- Un épaisseur ;
- Dix huit (18) Lits de séchage.

Tableau V-11: Estimation de la variante 1 à faible charge.

Génie –Civil (Da)	Équipements électriques et mécaniques (Da)	Exploitation / an (Da)
230 000 000	370 000 000	14 000 000

V.9.2 Procédé par boues activées à moyenne charge :

Le procédé inclue deux filières : - Filière (Traitement des eaux) ; - Filière (Traitement des boues).

La filière "**Traitement des eaux**" inclue les phases de traitement suivantes :

- Un dégrilleur grossier droit automatique ;
- Un dégrilleur fin droit automatique ;
- Un dessableur-déshuileur aéré.
- Un (01) décanteur primaire ;
- Deux (02) bassins d'aération ;
- Deux (02) décanteurs secondaires ;
- Un (01) bassin de désinfection.

La filière "*Traitement des boues*" inclue les phases de traitement suivantes :

- Un épaisseur ;
- Digesteur ;
- Vingt (20) Lits de séchage ;

Tableau V-12: Estimation de la variante 2 à moyenne charge.

Génie Civil (Da)	Équipements électriques et mécaniques (Da)	Exploitation / an (Da)
340 000 000	385 000 000	16 000 000

V.10 Conclusion

L'avantage des variantes par boues activées est incontestable mais pour le choix de la variante à retenir, il faut tenir compte non seulement de la qualité des eaux brutes, mais aussi des eaux épurées et surtout des coûts d'investissements. La préservation de ces derniers contre les risques d'inondation identifiés sur le site d'implantation de la future STEP, nous a contraint à présenter deux sous-variantes pour la faible charge.

Nous avons donc proposé trois variantes :

La première variante : "Boues activées à faible charge", située dans la zone nord du site

La seconde variante : "Boues activées à faible charge". Située dans la partie sud du site

La troisième variante : "Boues activées à moyenne charge".située dans la zone nord du site.

Sur la base des appréciations énumérées ci-dessous :

1. Coût total des investissements plus faible
2. Coût d'exploitation plus faible
3. Meilleure qualité de l'effluent produit
4. Superficie moindre
5. Accessibilité et fonctionnalité.

On a opté pour la variante I "Boues activées en aération alternée à faible charge", non seulement pour les appréciations déjà évoquées, mais qu'en plus le procédé de "Nitrification / Dénitrification" en est assuré, ce qui nous permettra de protéger d'une manière considérable toutes les ressources en eaux existantes, quelles soient superficielles ou souterraines, du phénomène dit d'eutrophisation.



**Chapitre V : calcul
hydraulique**

VI. Chapitre VI : calcul hydraulique

VI.1 Introduction

Le dimensionnement adéquat des ouvrages constituant une station d'épuration des eaux usées est tributaire du débit de pointe en tenant compte de la dilution. Afin de ne pas inonder le rendement épuratoire est tributaire de la stabilité de la qualité des eaux de la station d'épuration; le débit d'apport doit être régularisé au moyen d'ouvrages projetés à l'amont de la station qui ne sont autres que le déversoir d'orage et le bassin-piège.

Afin d'éviter un surplus d'apport des eaux usées à la station d'épuration, notre objectif consiste à un dimensionnement d'un déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser cet apport

VI.2 Déversoir d'orage

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dérivé vers la station que les débits de pointe en temps de pluie.

Dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

VI.2.1 Types de déversoir d'orage

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base des connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte du régime d'écoulement, des niveaux d'eau de l'émissaire, de la position de l'exutoire et de la topographie du terrain.

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral (**Fig. V.1**), car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire, ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

Le déversoir d'orage sera placé en amont de la station, avant le dégrilleur.

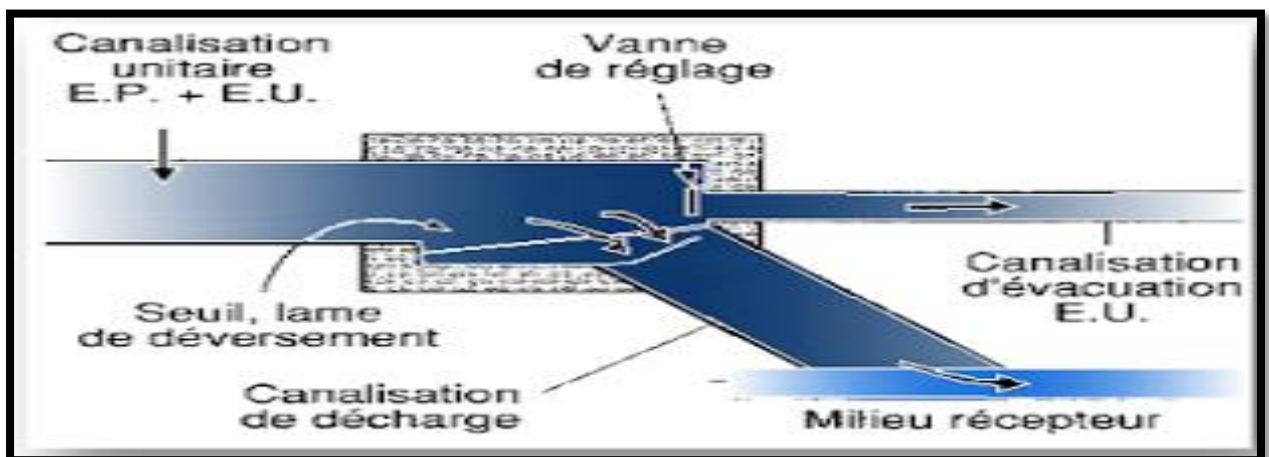
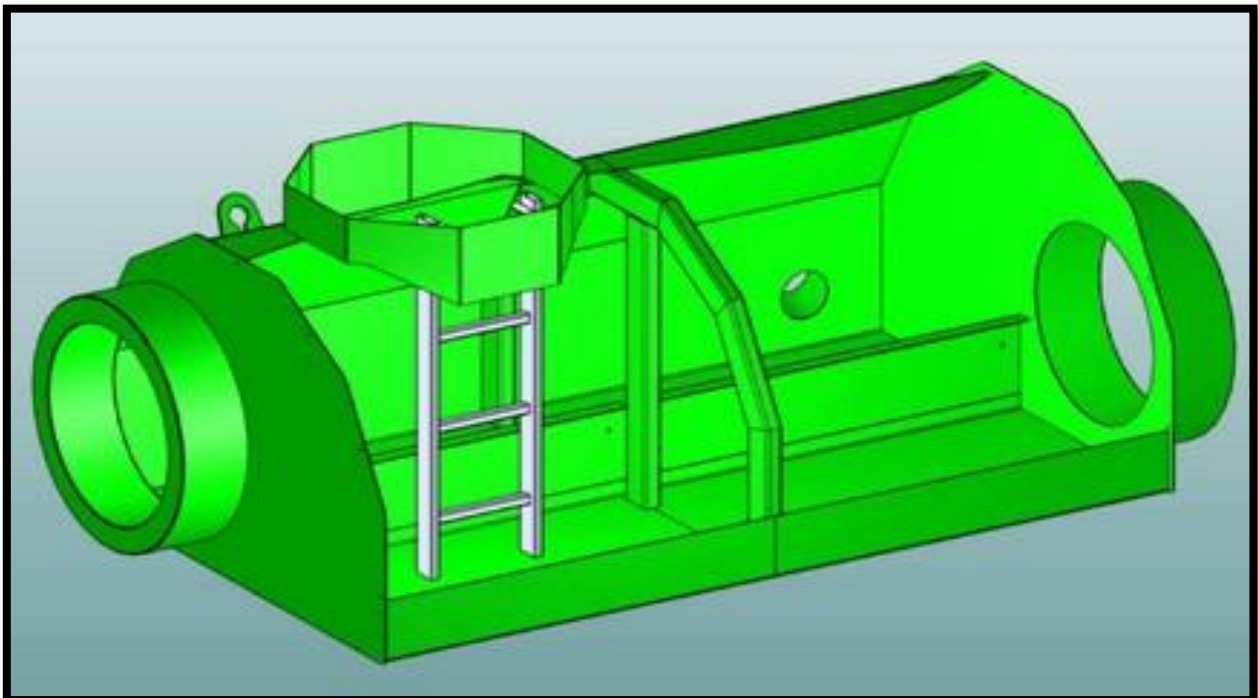


Figure VI-1:Schéma d'un déversoir d'orage type latéral.

VI.2.2 Dimensionnement du déversoir d'orage

Après avoir calculé le débit au temps de pluie (en tient compte de la dilution) on a :

- Le débit acheminé vers la station d'épuration: $Q_{ptp} = 282\text{m}^3/\text{h} = 0,078 \text{ m}^3/\text{s}$
- Le débit pluvial $Q_{pl}=1375.7 \text{ l/s} = 1.37 \text{ m}^3/\text{s}$ (source: DRE de Tiaret)

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{ptp} + Q_{pl} \dots\dots\dots (\text{m}^3/\text{s})$$

$$Q_v = 0,078 + 1,37 = \mathbf{1,45 \text{ m}^3/\text{s}}$$

VI.2.2.1 A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2035:

$$Q_v = 1,45 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad I = 1 \text{ \%}.$$

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

- ✓ $D_e = 1000 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir)
- ✓ $Q_{ps} = 1,8 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section)
- ✓ $V_{ps} = 2,3 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_v / Q_{ps} = 1,45/1,8 = 0,80$ (rapport des débits)
- ✓ $r_H = H_e / D_e = 0,695 \Rightarrow H_e = 0,695 * 1000 = 695 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage)
- ✓ $r_v = V / V_{ps} = 1,12 \Rightarrow V = 1,12 * 2,3 = 2,58 \text{ m/s}$ (Vitesse)

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

$$Q_{ptp} = 0,078 \text{ m}^3 / \text{s} \quad I = 0,35\%$$

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

- ✓ $D_s = 600 \text{ mm}$.
- ✓ $Q_{ps} = 0,26 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- ✓ $V_{ps} = 0,93 \text{ m/s}$.

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 0,223 / 0,26 = 0,3$ (rapport des débits)
- ✓ $r_H = H_s / D_e = 0,58 \Rightarrow H_s = 0,58 * 600 = 348 \text{ mm}$ (hauteur de seuil)
- ✓ $r_v = V / V_{ps} = 1,059 \Rightarrow V = 1,059 * 0,93 = 0,98 \text{ m/s}$ (vitesse)

VI.2.2.3 . Le débit déversé vers le milieu naturel (Q_d)

$$Q_d = Q_v - Q_{ptp} = 1,45 - 0,078 = 1,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 1,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.2.2.4 Dimensionnement du déversoir d'orage

- ✓ La hauteur d'entrée $H_e = 695 \text{ mm}$
- ✓ La hauteur de seuil $H_s = 348 \text{ mm}$
- ✓ La lame d'eau déversée est donnée par

$$H_d = (H_e - H_s) / 2 \dots\dots\dots (\text{mm})$$

$$H_d = (695 - 348) / 2 = 137,5 \text{ mm}$$

VI.2.2.5 La largeur du seuil déversant

$$Q_{\text{dev}} = 2 / 3 * u * b * H_d (2g * H_d)^{0,5} \dots\dots\dots (\text{m}^3/\text{s})$$

$$\text{Donc } b = (3 * Q_d) / 2u * (2g)^{1/2} * H_d^{3/2}$$

Avec ;

- ✓ u : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $u = 0,6$.
- ✓ g : L'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m}^2/\text{s}$).

$$b = (3 * 1,37) / 2 * 0,6 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,173312 = 10,74 \text{ m} \quad b = 10,74 \text{ m}$$

Donc on prend un double seuil déversant avec $b = 5,5 \text{ m}$

V.3. Relevage

VI.2.3 Dimensionnement du puisard rectangulaire

$$V = Q_{\text{ptp}} * t_s / 4$$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : Débit total pompé
- ✓ t_s : temps de séjour ($t_s = 10 \text{ minutes}$)
- ✓ La hauteur du puisard ne doit pas dépasser 5 m , ($2 \text{ m} < H < 5 \text{ m}$).

VI.2.3.1 .Volume

$$V = Q_{\text{ptp}} * t_s / 4 \dots\dots\dots (\text{m}^3)$$

$$Q_p = 282 \text{ m}^3/\text{h} \quad \Rightarrow \quad V = (801,87 * 10) / (60 * 4) \quad V = 11,75 \text{ m}^3$$

VI.2.3.2 .Surface

$$S = V/H \dots\dots\dots (m^2)$$

On prend $H = 4m$

D'où $S=11,75 / 4 \quad S=2,93 m^2$

VI.2.3.3 .Largeur

On fixe la longueur $L = 3 m$ et on trouve la largeur

$$S_{\text{puissard}} = B * L \dots\dots\dots (m^2)$$

- ✓ B : Largeur
- ✓ L : longueur

$$B = S_{\text{puissard}} / L \dots\dots\dots (m)$$

$$B = 2.93 / 3 = 0,97 m$$

Donc $L = 3m \quad B = 1 m$

VI.2.4 .La conduite de refoulement

$$H_g = c_{p2} - c_{p1} \dots\dots\dots (m)$$

$$H_g = 908 - 901,5 = 6,5 m$$

- ✓ H_g : Hauteur géométrique

On a : $Q_{\text{ptp}} = 282 m^3 / h$

D'après la formule de BONNIN :

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q_p} \dots\dots\dots (m)$$

$$Q_p = 282 m^3 / h$$

$$D_{\text{éco}} = 0,270 m$$

Donc le diamètre normalisé est : $D = 315mm$

La vitesse d'écoulement est :

$$V = 4*Q / \pi * D^2 \dots\dots\dots (m/s)$$

$$V = 0,93 \text{ m/s}$$

VI.2.5 .Calcul de la hauteur manométrique de la pompe

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \dots\dots\dots (m)$$

✓ ΔH : Pertes de charge

$$H_g = c_{p2} - c_{p1}$$

✓ c_{p1} : côte du plan d'eau dans le puisard

✓ c_{p2} : côte du plan d'eau de l'ouvrage d'entrée (dé).

$$H_g = 608 - 601.5 = 6,5 \text{ m}$$

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité

Les diamètres disponibles sur le marché sont représentés sur le tableau ci -dessous :

Tableau VI-1:Diamètres normalisés.

Diamètre (mm)	110	125	160	200	250	315	630

Tableau VI-2: Valeurs de k,m et B.

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

Pour le PEHD, on a :

✓ $K = 0,001052$

✓ $m = 4,774$

✓ $\beta = 1,77$

L'expression de perte de charge s'écrit:

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (m)$$

✓ **K** : coefficient de perte de charge (K = 0,001051)

✓ **Q**: débit pompé qui est de 0,223m³/s

✓ **L** : longueur de la conduite

✓ **D** : diamètre de la conduite

✓ **β** : coefficient dépendant du régime d'écoulement/

✓ **$\beta = 1,77$** pour le régime turbulent rugueux.

✓ **m**: coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m = 4,774)

Donc :

$$\Delta H = (0,001052 * 30 * 0,223^{1,77}) / (0,5^{4,774}) = \mathbf{0,079 \text{ m}}$$

VI.2.6 Choix de la pompe

On utilise des pompes d'assainissement pour le relevage des eaux usées du puisard vers l'ouvrage d'entrée. Donc pour choisir le type de pompe on utilise le catalogue **KSB (logiciel KSB)**.

D'après les critères du choix du type et nombre des pompes, nous optons pour une seule pompe et une pompe de secours.

La pompe choisie est $H_g = 6,5 \text{ m}$, $Q_{ptp} = 0,075 \text{ m}^3 / \text{s}$

Toutes les caractéristiques de la pompe et le moteur sont représentées sur la fiche technique de la pompe choisie.

VI.3 Profil hydraulique

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

Les côtes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci-dessous :

Tableau VI-3:cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la step.

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	601,80
Station de relevage	601,50
Dégrilleur fin	608
Dessableur-déshuileur	606,70
Décanteur primaire	606,50
Bassin d'aération	606,25
Décanteur secondaire	604,75
Bassin de désinfection	602,55

VI.3.1 . Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression des pertes de charge est exprimée par la formule de **DARCY WEISBACH**.

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{PA} - C_{PB} \dots \dots \dots (m)$$

Avec :

- ✓ K : coefficient de perte de charge
- ✓ Q: débit en m³/s ;(Q=0,223 m³/s)
- ✓ L : longueur de la conduite (m)
- ✓ D : diamètre de la conduite (mm)

- ✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite
- ✓ C_{pA} : côte du plan d'eau au point A (m)
- ✓ C_{pB} : côte du plan d'eau au point B (m).

VI.3.1.1 . Diamètre

Le diamètre est donné par cette formule:

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

VI.3.1.2 Longueurs des conduites

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

$$L_{\text{éq}} = 1,15 * L_{\text{réelle}}$$

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

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant.

Tableau VI-4:Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)	$L_{\text{éq}}$
Dégrilleur - Station de relevage	6,80	7,82
Station de relevage – Dégrilleur	30	34,5
Dégrilleur fin- Dessableur-déshuileur	53	60,95
Dessableur-déshuileur- Décanteur primaire	20	23
Décanteur primaire - Bassin d'aération	22	25,3

Bassin d'aération - Décanteur II	21,60	24,84
Décanteur II - Bassin de désinfection	33	37,95

VI.3.1.3 .Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages

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

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

- P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 et Z_1 cotes des points (1) et (2).
- H : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

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

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

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$: côte piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$: côte piézométrique au point (2).

$$C_{p1}' = C_{p2} + H_{1-2}$$

VI.3.1.4 .Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les côtes piézométriques

A. Dégrilleur fin - Désableur-déshuileur (A-B)

On a :

- ✓ Côte du radier du Dégrilleur moyenne (A) : 608 m
- ✓ Hauteur d'eau : 2 m
- ✓ D'où: $C_{pA} = 610$ m

- ✓ Côte du radier du dessableur-déshuileur (B) : 605.8m
- ✓ Hauteur d'eau : 2 m
- ✓ D'où: C_{PB} : 607,8m
- ✓ $L = 53$ m

❖ **Diamètre**

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

$$D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \cdot 53 \cdot 0,078^{1,77}}{610 - 607,8}}$$

$$D_e = 400 \text{ mm}$$

$$D_e = 400 \text{ mm}$$

❖ **Côte piézométrique**

D'où on aura

$$C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m}$$

$$C_{PB}' = 610 \text{ m}$$

A. Conduite dessableur – Décanteur primaire (A-B)

- ✓ $C_{PA}' = 610$ m
 - ✓ Côte du radier décanteur primaire (B): 603m;
 - ✓ Hauteur d'eau: 3 m
 - ✓ D'où: C_{ps} : 606 m
 - ✓ $L = 20$ m
- ❖ **Diamètre**

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

$$D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \cdot 20 \cdot 0,078^{1,77}}{610 - 606}}$$

$$D_e = 127 \text{ mm}$$

$$D_e = 160 \text{ mm}$$

❖ **Côte piézométrique**

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m} \quad C_{PB}' = 608,54 \text{ m}$$

B. Conduite Décanteur primaire – bassin d'aération (A-B)

- ✓ $C_{PA}' = 608,55$ m
- ✓ Côte du radier d'aérateur (B): 603m;

- ✓ Hauteur d'eau: 3 m
- ✓ D'où: C_{ps} : 606 m
- ✓ $L = 22$ m
- ❖ **Diamètre**

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

$$D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 22 * 0,223^{1,77}}{608,54 - 606}}$$

$$De = 425 \text{ mm}$$

$$De = 630 \text{ mm}$$

- ❖ **Côte piézométrique**

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad C_{PB}' = 608,38 \text{ m}$$

C. Conduite d'aération -bassin de clarificateur (A-B)

- ✓ $C_{pA}' = 608,38$ m
- ✓ Côte du radier du bassin de clarification(B) : 603 m
- ✓ Hauteur d'eau: 2,56 m
- ✓ D'où: C_{pB} , : 605,56 m
- ✓ $L = 21,6$ m

- ❖ **Diamètre**

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

$$D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 21,6 * 0,075^{1,77}}{608,38 - 605,56}}$$

$$De = 375 \text{ mm}$$

$$De = 630 \text{ mm}$$

- ❖ **Côte piézométrique**

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad C_{PB}' = 608,33 \text{ m}$$

D. Conduite clarificateur - bassin de désinfection (A-B)

- ✓ $C_{pA}' = 608,33$ m
- ✓ Côte du radier du bassin de désinfection(B) : 601.25 m
- ✓ Hauteur d'eau: 3 m
- ✓ D'où: C_{ps} : 604.25 m
- ✓ $L = 33$ m

❖ Diamètre

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

$$D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \cdot 33 \cdot 0,078^{1,77}}{608,33 - 604,25}}$$

$$D_e = 125 \text{ mm}$$

$$D_e = 315 \text{ mm}$$

❖ Côte piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m} \quad C_{PB}' = 607,66\text{m}$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous

Tableau VI-5:Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.

Désignation	Côte terrain (m)	Côte radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Côte piézométrique (m)
Dégrilleur moyen	608	608	2	610
Dessableur-déshuileur	606,70	605,8	2	607,8
Décanteur primaire	606,50	603	3	608,54
Bassin d'aération	606,25	603	3	608,38
Décanteur secondaire	604,75	603	2,56	608,33
Bassin de désinfection	602,55	601,25	3	607,66

Conclusion générale

La station d'épuration est un outil fondamental pour d'une part la protection des milieux aquatiques naturels contre les nuisances provoquées par les matières polluantes charriées par les eaux usées et d'autre part pour la valorisation et la réutilisation de cette ressource en agriculture.

Dans cette optique, l'objectif de notre travail est le dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées pour traiter les eaux usées des de la ville de Rahouia

Le choix d'un tel procédé biologique d'épuration est justifié par les nombreux avantages que la technique par boues activées présente et notamment, par le fait que ce procédé d'épuration des eaux usées est le plus répandu dans le monde et en Algérie.

Il est important de préciser que la zone d'étude est marquée par l'absence des usines industrielles. Ainsi, les eaux usées à épurer se prêtent bien à un traitement biologique par boues activées. Dans ce cadre, nous avons opté pour le procédé d'épuration à boues activées à faible charge, car il assure une meilleure qualité de l'effluent rejeté avec de bons rendements épuratoires dépassant les 90 %, des boues bien stabilisées ne nécessitant pas un traitement poussé d'où une réduction des frais d'exploitation, mais aussi à cause de la taille de l'agglomération.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et sa pérennité sont étroitement liés à l'entretien et à la bonne gestion de celle-ci.

Nous recommandons à ce que les eaux usées de la station soient valorisées et réutilisées à des fins agricoles sous réserve que leurs caractéristiques soient compatibles avec les exigences de protection de la santé publique et de l'environnement.

ANNEXES

Tableau récapitulatif englobant les concentrations moyennes obtenues des

Différents paramètres physiques et de pollution concernant l'exutoire

Principal examiné de la ville de RAHOUIA (W. Tiaret) :

<i>Paramètres physico-chimiques examinés</i>	<i>Unités</i>	<i>Ière Camp. (27.11.21) Conc. Moy.</i>	<i>IIème Camp. (28.11.21) Conc. Moy.</i>	<i>Concentrat. Moyennes (02 Camp)</i>
<i>Laboratoire (SEAL)</i>				
Température de l'air	(°C)	15,50	13,00	14,25
Température de l'eau brute	(//)	17,75	17,75	17,75
Ph	(--)	7,90	7,60	7,75
Conductivité (C _{25°C})	(µS/cm)	3.240	3.235	3.240
Minéralisation	(g/l)	2,45	2,40	2,45
Alcalinité (TAC)	(°F)			
Demande chimique en oxygène (DCO)	(mgO ₂ /l)	571,20	609,60	590,40
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	(//)	305,00	300,00	302,50
Rapport (DCO/DBO ₅)	(--)	≈ 1,90	≈ 2,05	≈ 1,95
Matières en suspension Totales (MEST, (105 °C))	(mg/l)	266,50	237,75	252,15
Matières volatiles en suspension (MVS)	(//)	100,50	103,25	101,90
Rapport (MVS/MEST)	(%)	≈ 38,70	≈ 44,60	≈ 41,65
Azote ammoniacal (NH ₄) [*]	(mg/l)	<u>222,00</u>	<u>186,00</u>	<u>204,00</u>

Ortho-Phosphates (O-PO ₄) [*]	(//)	<u>51,80</u>	<u>51,00</u>	<u>51,40</u>
Huiles et graisses [*]	(//)	<u>298,50</u>	<u>372,80</u>	<u>335,65</u>
<i>Laboratoire de l'O.N.E.D.D</i>				
Chrome (Cr)	(mg/l)	--	(< 0,03)	(< 0,03)
Cadmium (Cd)	(//)	--	(< 0,02)	(< 0,02)
Plomb (Pb)	(//)	--	(0,78)	(0,78)
Zinc (Zn)	(//)	--	(0,78)	(0,78)

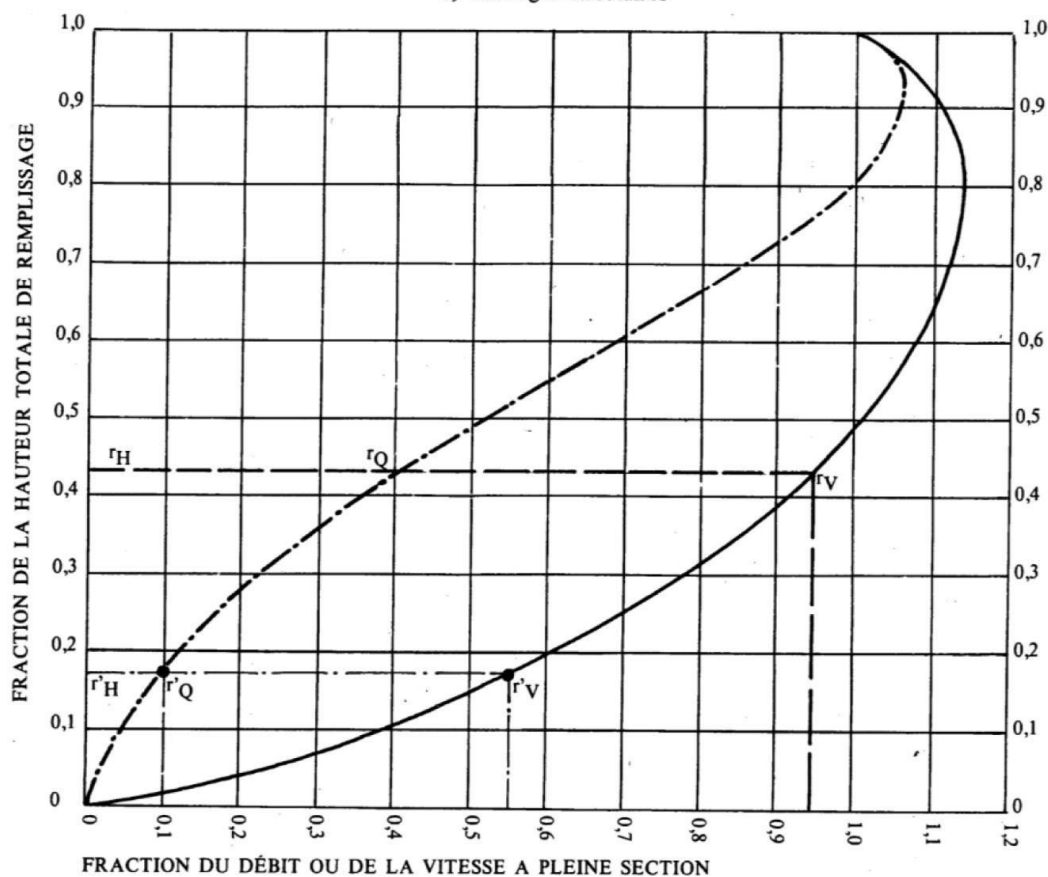
Avec : [*]:

Les teneurs indiquées en soulignés paraissent excessives ; Elles dépassent amplement celles habituellement rencontrées dans une eau usée domestique fortement chargée. (Réf. Tableau Metcalf & Eddy, annexe, page 39))

ABAQUE 3-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

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

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

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

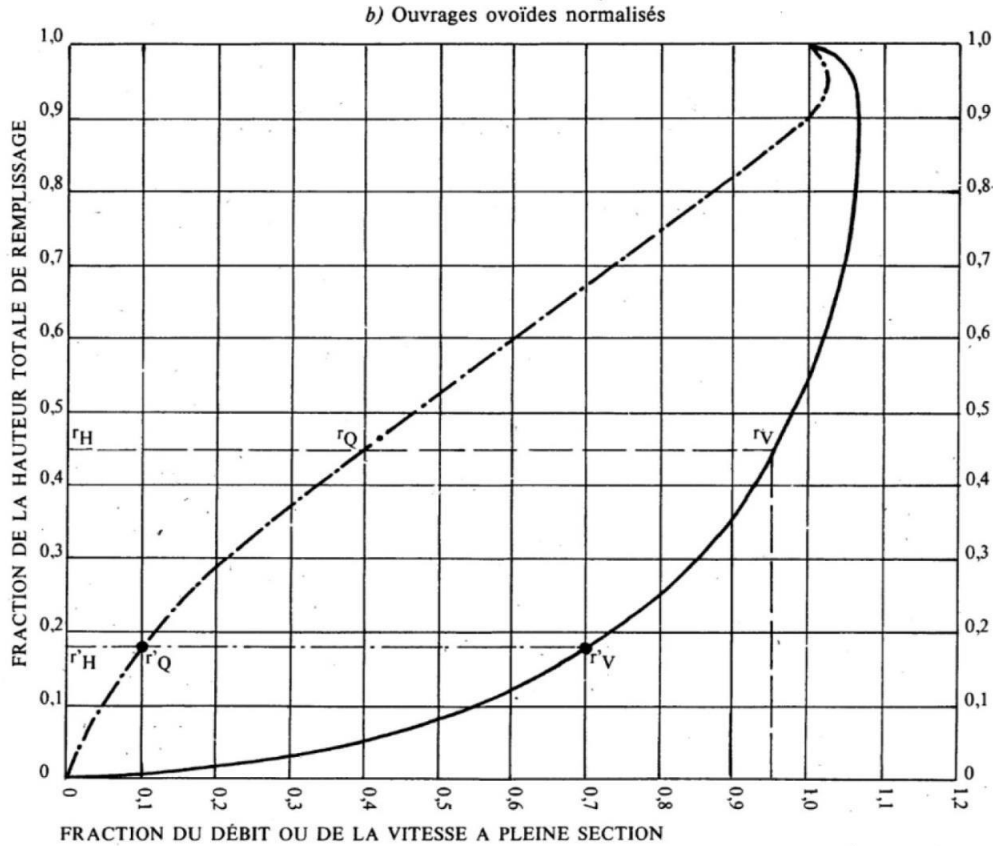
La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

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

Source : Instruction Technique 1977

ABAQUE 3-b

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,45$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,70$ et $r'_H = 0,18$ (autocurage).

Nota. - Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,90$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,03$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,07$) est obtenue avec $r_H = 0,90$.

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

BIBLIOGRAPHIE

Claude CARDOT

«Techniques appliquées au traitement de l'eau » Ed ellipses 2001 Paris

DEGREMONT

« Memento technique de l'eau » Ed techn et doc 1978 Paris

GOMMELA et GUERREE

« Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales » Ed Eyrolles 1983 Paris

ECKENFELDER .W.W.Jr

« Gestion des eaux usées urbaines et industrielles » Ed techn et doc 1982 Paris

DIRECTION GENERALE ENVIRONNEMENT DE LA COMMISSION EUROPEENNE

« Procédés extensifs et intensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités » Office International de l'eau 2001 Luxembourg

AMINOT A ., KEROUEL R., 2004. Hydrologie des écosystèmes marins : paramètres et analyses. Éd. IFREMER, paris : 336p

ABBAS F., 2008. Étude et caractérisation des hydrocarbures polycycliques aromatiques (HPA) dans l'eau par les méthodes chromatographiques. Mémoire de Magister. Université des sciences et de la technologie Houari Boumediene faculté de chimie. 93p.

AVELLA VASQUEZ A. C., 2010. Substances polymériques extracellulaires dans les procédés de traitement des eaux usées. Thèse de doctorat. Université.de NANCY. Institut National Polytechnique de Lorraine Laboratoire Environnement et Minéralurgie UMR 7569 CNRS. Spécialité: Géosciences. 293p.

BLINDA M., 2007. Pollution tellurique du littoral Nord-Ouest du Maroc entre Tanger et Tétouan: Caractérisation, Impact sur l'Environnement et Proposition de Solutions. Thèse de doctorat. Université Mohammed v. Faculté des sciences. Discipline : *Géoenvironnement* Spécialité : *Protection de l'environnement*. 194p.

BLIFFERT C., PERRAUD R., 2001. Chimie de l'environnement : Air, Eau, Sols, Déchets. Edition de boeck, 477p.

BONTOUX J. 1993. Introduction à l'étude des eaux douces : eaux naturelles, eaux usées, eaux de boisson. Qualité et santé. Edition CEBEDOC sprl, Liège.

BECHAC Jean Pierre, BOUTIN Pierre et al., 1987. L'assainissement. Ed EYROLLES. 2ième édition. P18-19. Évaluation du traitement biologique des eaux usées

BOURRIER Régis, 2008. Les réseaux d'assainissement : Calculs. Applications. Perspectives. Edition Tec & Doc Lavoisier. 5e édition. (1013 p.). p. 225 à 231

CANLER Jean-Pierre, Perret Jean-Marc, Duchène Philippe et Cotteux Eric, 1999. Aide audiagnostic des stations d'épurations par l'observation microscopique des boues activées. Edition Cemagref. P11 (155p.).

DEGREMONT, 2005. Mémento technique de l'eau-tome 1. Pages 785 :465

DAGHAR M., SISALAH A., 2007 - Descriptif de fonctionnement et d'exploitation de la station d'épuration des eaux usées de la ville de Béni-Messous. M.R.E., direction des ressources hydrauliques et de l'économie de l'eau.

DAUVERGNE G., 2007. Mise en place d'indicateurs de suivi et d'optimisation de stations d'épuration Application à trois installations de type boues activées de plus de 8500 équivalents habitant. Mémoire de fin d'étude présentée pour l'obtention du Certificat d'Études Supérieures spécialité "Eau Potable et Assainissement".

EFFEBI Kôkôh Rose, 2009. Lagunage anaérobie : modélisation combinant La décantation primaire et la dégradation Anaérobie. Thèse de Doctorat en Sciences à l'Université de Liège Campus d'ARLON. Département Sciences et Gestion de l'Environnement. Unité Assainissement et Environnement. 235p.

GONDARD-BADIA F., 2003. L'assainissement des eaux usées. Edition technicités, 231p.

GOMELLA C., GUERREE H., 1978. Le traitement des eaux publiques, industrielles et privées. Edition Eyrolles Paris, 262p.

GAUJOUS D., 1995. La pollution des milieux aquatiques : aide-mémoire. Edition Technique et Documentation Lavoisier, 220p.

GUILLAUME M., 2006. Maîtrise des rejets urbains de temps de pluies en Basse-Normandie : Bilan des travaux réalisés, enquête sur le fonctionnement des équipements d'auto-surveillance en place et perspectives. Rapport de stage Licence professionnelle.

HADDOU M., 2010. Dégradation de dérivés de l'acide benzoïque par les procédés d'oxydation

avancée en phase homogène et hétérogène : procédés Fenton, photo-Fenton et photocatalyse. Thèse de doctorat. Université Toulouse III - Paul Sabatier. 196p.

HAMMOUDI Z. S. 2007. Contribution à l'étude de la dépollution des eaux par des bioprocédés. Cas de l'azote, phosphore et métaux. Université des sciences et de la technologie Houari Boumediene USTHB/Alger faculté de génie mécanique et génie des procédés. N° d'ordre : 06/2007-E/C.I. 215p.

MEKHALIF F., 2009. Réutilisation des eaux résiduaires industrielles épurées comme eau d'appoint dans un circuit de refroidissement. Mémoire de Magister. Présenté à l'Université du 20Août 1955 SKIKDA. Faculté des Sciences. Département des Sciences Fondamentales. Option :Pollution Chimique et Environnement. 158p.

METCALF et Eddy. INC., 2003. Wastewater engineering: treatment and reuse 4ème ed. Révisé par G. Tchobanoglous, F.L. Burton et H.D. Stensel, McGraw-Hill INC., New-York.

OUSSEDIK A., 2010. Traitement physico-chimique et recyclage des eaux usées de l'industrie pharmaceutique. Mémoire de Magister. Université des sciences et de la

technologie Houari Boumediene. Faculté de génie mécanique et de génie des procédés. N°d'ordre 10/2010-M/GP. 104p.

REJSEK, F., 2002. Analyse de l'eau : Aspects réglementaire et technique .Ed CRDP d'Aquitaine .France : 358 p.

HAMLIL N., 2005. Traitement biologique des eaux contaminées par les hydrocarbures dans un bioréacteur à lit fluidisé triphasique. Mémoire de Magister en Génie des Procédés. Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene faculté de génie mécanique et de génie des procédés. Option : Procédés Chimiques et Environnement. N° d'ordre : 09/2005-M/C.I. 145p.

SATIN M et SELMI B., 1999. Guide technique de l'assainissement, 2ème édition. Edition LE MONITEUR, Paris, 680p.