

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Assainissement

THEME:

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE LA
REGION DE AIN EL HAMMAM (W.TIZI-OUZOU)**

Présenté par :

Mr HALIL RACHID

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mr B. SALAH	Professeur	Président
M ^{me} F.AMMOUR	M.A.A	Examinatrice
M ^{elle} L.KADI	M.A.B	Examinatrice
M ^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N.ZENDAGUI	Ingénieur expert	Invitée
M ^{me} H. DERIAS	Ingénieur (DRE)	Invitée
M ^{me} M. KAHLERRAS	M.A.A	Promotrice

Septembre- 2014

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Assainissement

THEME:

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE LA
REGION DE AIN EL HAMMAM (W.TIZI-OUZOU)**

Présenté par :

Mr HALIL RACHID

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mr B. SALAH	Professeur	Président
M ^{me} F.AMMOUR	M.A.A	Examinatrice
M ^{elle} L.KADI	M.A.B	Examinatrice
M ^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N.ZENDAGUI	Ingénieur expert	Invitée
M ^{me} H. DERIAS	Ingénieur (DRE)	Invitée
M ^{me} M. KAHLERRAS	M.A.A	Promotrice

Septembre- 2014

Remerciements

Nous tenons à remercier le bon Dieu de nous avoir donné la force et la bonne santé, la patience, la volonté, et le courage de mener à bon terme ce modeste travail.

Nous tenons également à remercier :

Notre promoteur, Monsieur HACHIMI Abdelkader Maître Assistant chargé de cours au sein de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique pour avoir dirigé et encouragé ce travail.

Notre co-promoteur Monsieur MERADJI Y, ingénieur d'état à la DHW de T.O pour son aide et ses conseils judicieux.

Nous tenons à remercier aussi le président ainsi que les membres de jury : de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail de prés ou de loin.

Rachid

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes chers parents qui m'ont soutenu émotionnellement et financièrement tout au long mon cursus.*
- *Mes frères et sœurs ;*
- *Mes proches ;*
- *Mes amis surtout.*

Rachid

عملنا الحالي يتضمن اقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى منطقة عين الحمام بولاية تيزي وزو بهدف
افظة على الوسط الطبيعي و حماية

هذه تتضمن دراسة تجسيد المحطة مرحلتين

الاولي معالجة المياه المستعملة في 2024 46 587
الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة الاستيعاب الي 56798 2039.

Résumé

Notre travail consiste à réaliser une station d'épuration des eaux usées au niveau de la région de Ain El Hammam (W.Tizi-Ouzou), afin de préserver l'image de milieu naturel et mieux protéger la cuvette de Taksebt contre toute pollution.

Cette station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter les eaux de 60 563 équivalents habitants à l'horizon de 2024.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station qui soit de 73 837 équivalents habitants à l'horizon 2039.

Abstract

The aim of this work is to establish a wastewater treatment plant for the town Ain El Hammam (Tizi-Ouzou) in order to protect the natural environment and the dam of the Taksebt from any pollution.

The study is divided into two phases:

The first phase permit to treat the used water of 60 536 inhabitants till 2024.

The second aim of enlarging the station to raise its capacity to 56 837 till 2039.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
<u>Partie A</u> : Etude de bassin versant d'Oued Aissi.....	1
I.A.1 : Présentation générale du bassin versant de l'Oued Aissi.....	1
I.A.1.1 : Définition d'un bassin versant.....	1
I.A.1.2 : Situation géographique.....	1
I.A.1.3 : Géologie.....	2
I.A.1.4 : Climat et relief	2
I.A.1.5 : Végétation.....	3
I.A.2 : Etude de complexe physique du bassin versant de l'Oued Aissi	4
I.A.2.1 : paramètres morphométriques	4
I.A.2.2 : Paramètres de relief.....	4
I.A.3 : pluviométrie.....	6
I.A.3.1. Les variations des débits à l'échelle mensuelle.....	6
I.A.3.2 : Les variations des débits à l'échelle saisonnière.....	6
I.A.4 : Aperçu sur le barrage de Taksebt.....	7
I.A.4.1 : Situation géographique de barrage de Taksebt.....	7
I.A.4.2 : Situation topographique.....	8
I.A.4.3 : Fiche technique de barrage Taksebt.....	8
<u>Partie B</u> : Présentation de la région d'Ain El Hammam	
I.B.1 : Situation géographique de la daïra de Ain El Hammam.....	8
I.B.1.1 : Découpage administratif.....	8
I.B.1.2 : présentation des communes d'Ain El Hammam.....	10
I.B.2 : Données socio-économiques.....	11
I.B.2.1 : Population.....	11
I.B.2.2 : Infrastructures et équipements existants.....	12
I.B.2.3 : L'agriculture.....	15
I.B.2.4 : L'industrie	16
Conclusion.....	16

Chapitre II : Considération biologique

Introduction

Partie A : Origines et natures des eaux usées

II.A.1 : Définition des eaux usées.....	17
II.A.1.1 : Les origines des eaux usées.....	17
II.A.1.1.1 : Les eaux usées domestiques.....	17
II.A.1.1.2 : Les eaux usées industrielles.....	17
II.A.1.1.3 : Les eaux usées d'origine agricole.....	17

II.A.2 : Pollution des eaux.....	18
II.A.2.1 : Définition de la pollution.....	18
II.A.2.2 : Les différents types de pollution.....	18
II.A.2.3 : Pollution physique.....	19
II.A.2.4 : Pollution chimique.....	19
II.A.2.5 : Pollution organique.....	20
II.A.2.6 : Pollution microbiologique	20
II.A.3 : Les paramètres de pollution.....	20
II.A.3.1 : Paramètres physiques.....	20
II.A.3.2: Paramètres chimiques.....	21
II.A.3.3 : Paramètres biologiques.....	24
II.A.4 : Estimation des rejets des eaux usées.....	24
II.A.4.1: Définition de l'équivalent habitant.....	25
II.A.4.2 : Valeur de l'équivalent habitant.....	25
II.A.5 : Normes de rejet.....	23
II.A.6 : Pollution existant dans les trois communes de la daïra d'AEH.....	26
II.A.7: Description de l'état d'assainissement des trois communes de la daïra d'AEH.....	28
<u>Partie B</u> : Analyses des rejets de la commune d'Ain El Hammam	31
II.B.1: Analyse des rejets domestiques	31
II.B.1.1:prélèvement des échantillons	32
II.B.1.2 : Identification des points de prélèvement	33
II.B.1.3 : Paramètres analytiques	33
II.B.1.4 : Méthodes d'analyses utilisées.....	34
II.B.1.5: Normes à respecter	34
II.B.2 : Présentation et interprétation des résultats	34
II.B.2.1: Résultats d'analyses	34
II.B.2.2: Interprétation des résultats	35
Conclusion	36
II.B.3 : Analyse et interprétation des analyses des rejets d'une huilerie (margines)	37
II.B.3.1 : Interprétation des résultats	37

Chapitre III : Procédés d'épuration biologique

Introduction

III.1 : Les principaux procédés d'épuration	38
III.2 : Les différentes étapes de traitement.....	38
III.2.1 : Les prétraitements	38
a) Le dégrillage	39
b) Le dessablage	40
c) Le déshuilage et dégraissage	40
III.2.2 : Le traitement primaire.....	41
III.2.2.1 : La décantation et la sédimentation d'une particule dans un liquide	41
III.2.2.2 : Le traitement physico chimique	44
III.2.3 : Le traitement secondaire	45

1. Les procédés extensifs	49
2. Les procédés intensifs	47
Conclusion	49

Chapitre IV : procédés d'épuration à boues activées

Introduction	50
IV.1. Description.....	50
IV.2. Principe de fonctionnement	55
IV.3. Bases de dimensionnement d'un procédé par boue activée	51
a) Facteurs de charges	51
b) Age de boue	52
c) Indice de Mohlman (I_M).....	52
d) Indice de Dinaldson (I_D)	53
IV.4 : Evolution de la DBO	53
IV.5 : Le bassin d'aération (réacteur biologique)	54
IV.6 : Le clarificateur (décanteur secondaire).....	55
IV.7 : Les variantes du procédé à boue activée	56
IV.8 : Les différents procédés à boue activées	56
IV.8.1 Origine et composition des boues	58
IV.8.2 : Principaux dysfonctionnements observés	58
IV.9 : Traitement tertiaire	59
1) L'élimination de la pollution azotée	59
2) Elimination de la pollution phosphorée	61
3) La désinfection	61
IV.10. Traitement des boues	62
IV.10.1 : La réduction du pouvoir fermentescible	62
IV.10.2 : La réduction du volume des boues.....	62
a) Epaissement.....	62
b) La déshydratation	63
c) Filtration	63
d) Centrifugation	63
IV.10.3 : Destination finale des boues	64
1) Valorisation agricole des boues	64
2) Incinération des boues	64
3) Mise en décharge	64
Conclusion	65

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

Introduction.....	66
Partie A : Etude de mise en place d'un procédé d'épuration	66
V.A.1: Le choix des différents systèmes d'épuration	66
V.A.2 : Les besoins en alimentation en eau potable	66

V.A.3 : Estimation des charges hydrauliques et charges polluantes	68
V.A.3.1 : Les charges hydrauliques	68
V.A.3.2 : Les charges polluantes	76
<u>Partie B</u> : dimensionnement des ouvrages de traitement	76
V.B.1 : Ouvrages de la station d'épuration	78
V.B.2 : dimensionnement des différents ouvrages	78
V.B.2.1 : Le prétraitement	78
V.B.2.1.1 : Le dégrillage	78
V.B.2.1.2 : Dessablage déshuilage	82
V.B.3 : les traitements primaires.....	84
V.B.3.1 : Le décanteur primaire (uniquement pour la variante à moyenne charge)	84
V.B.4 : Le traitement secondaire.....	86
V.B.4.1 : Variante à faible charge	86
V.B.4.2 : Variante à moyenne charge.....	95
V.B.5 : Traitement tertiaire (désinfection).....	103
V.B.6 : Traitement des boues.....	105
V.B.6.1 : Variante à faible charge.....	105
V.B.6.2 : Variante à moyenne charge.....	108
Conclusion.....	109

Chapitre VI. Calcul hydraulique

Introduction	
VI.1.Calcul des dimensions de la conduite d'amenée.....	110
VI.2. Relevage	110
VI.2.1. Dimensionnement de puisard	110
VI.2.2. La conduite de refoulement.....	110
VI.2.4. Choix de la pompe.....	111
VI.2.Profil hydraulique.....	114
VI.2.1. Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages.....	114
VI.2.2 : Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages... ..	114
VI.2.3 : Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages.....	115
Conclusion.....	116

Chapitre VII : gestion et exploitation de la station

Introduction.....	117
VII.1: Problèmes rencontrés dans une station d'épuration.....	117
VII.2 : Paramètres à mesurer et à contrôler dans la station.....	123
VIII.3. Dispositifs d'entretien des ouvrages.....	118
VII.4: Contrôle de fonctionnement.....	119
VII.5: Hygiène et sécurité.....	119
Conclusion	120
Conclusion Générale.	

Liste des tableaux

Tableau I.A.1. Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales durant la période (1996-2010)	2
Tableau I.A.2. Vitesse moyenne mensuelle du vent (1996-2010).....	3
Tableau I.A.3 : Humidité moyenne mensuelle (en %) relative à la période (1996-2010).....	3
Tableau I.A.4 : La répartition hypsométrique du bassin versant de l'Oued Aissi.....	5
Tableau I.A.5: Débits moyens mensuels en m ³ /s transitant à la station de l'Oued Aissi (1949/1955-1979/2001).....	6
Tableau I.A.6 : Débits saisonnières moyens transitant à la station de l'Oued Aissi, périodes 1949/1955-1979/2001.....	7
Tableau. I.B.1: Communes et villages concernés par les rejets dans la cuvette de Taksebt....	10
Tableau. I.B.2: Population globale de la région d'Ain El Hammam	11
Tableau. I.B.3: Estimation de la population de la région de Ain El Hammam jusqu'à l'horizon 2039	12
Tableau .I.B.4 : réseaux routiers.....	13
Tableau .I.B.5: Equipements socio-éducatifs existants.....	14
Tableau .I.B.6 : Secteur jeunesses et sports	14
Tableau .I.B.7: Infrastructures sanitaire (secteur publique).....	14
Tableau .I.B.8: Secteur de l'hydraulique : réservoirs, stations et sources d'eau	14
Tableau I.B.9 : Répartition de la production végétale et animale de la daïra d'Ain El Hammam.....	15
Tableau. II.A.1: Classification des principaux types de polluants.....	17
Tableau. II.A.2 : Relation entre la conductivité et la minéralisation.....	20
Tableau. II .A.3 : Coefficient de biodégradabilité.....	21
Tableau. II.A.4 : Les normes de rejet (OMS).....	24
Tableau. II.A.5: Pollution existant dans la commune d'AEH.....	24
Tableau. II.A.6 : Pollution existant dans la commune Abi voucef.....	25
Tableau. II.A.7 : Pollution existant dans la commune d'Akbil.....	26
Tableau. II.A.8 : Le taux de raccordement des rejets	27
Tableau. II.A.9 : Etat du réseau des systèmes d'assainissement	31
Tableau. II.B.1 : Méthodes d'analyses utilisées.....	33
Tableau. II.B.2: Normes de rejets (OMS).....	36
Tableau. II.B.3 : Résultats d'analyses des échantillons prélevés.....	36
Tableau. II.B.4 : Normes à respecter	37
Tableau. II.B.5 : Résultats d'analyse d'une huilerie de la commune d'AEH.....	39
Tableau. III.1 : La vitesse de sédimentation de quelque matériau.....	44
Tableau. III.2: Les avantages et inconvénients des différents lagunages.....	51
Tableau. IV.1: Conditions de fonctionnement du bassin d'aération d'épuration à Boues activées.....	61
Tableau. IV.2 : Les dysfonctionnements des stations d'épuration utilisant le procédé à boue activée.....	64

Tableau. V.A.1 : Estimation des besoins en alimentation en eau potable aux différents horizons.....	72
Tableau. V.A.2 : calcul des différents débits.....	75
Tableau. V.A.3 : Les charges hydrauliques.....	76
Tableau. V.A.4 : Les charges polluantes.....	77
Tableau. V.A.5 : récapitulatif de tous les résultats obtenus pour les deux horizons.....	77
Tableau. V.B.1 : Espacements et épaisseurs des barreaux.....	79
Tableau. V.B.2 : les valeurs de	79
Tableau. V.B.3 : Récapitulatif des calculs de dimensions des grilles.....	81
Tableau. V.B.4 : Dimensions de déssableur-déshuileur pour les deux horizons... ..	84
Tableau. V.B.5 : Valeur de la vitesse limite en fonction de $K=Q_{pte}/Q_{moy}$	84
Tableau. V.B.6 : Résultats de calcul du décanteur primaire pour les deux horizons 2024 et 2039.....	86
Tableau. V.B.7 : Valeurs de a' et b' en fonction de type de traitement à boues activées.....	89
Tableau. V.B.8 : Correcteur de la vitesse de transfert en fonction de la température.....	90
Tableau. V.B.9 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2024 et 2039).....	94
Tableau. V.B.10 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2024 et 2039).....	101
Tableau. V.B.11 : Dimensions de bassin de désinfection	104
Tableau. V.B.12 : Dimensionnement de l'épaississeur et lit de séchage (2024 et 2039).	107
Tableau. V.B.13 : Dimensions de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et lit de séchage.....	110
Tableau. VI.1 : Côtes terrain naturel moyenne d'implantation des différents ouvrages.....	115
Tableau. VI.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la station.....	116
Tableau. VI.3 : Récapitulatif des différents calculs (cotes et diamètres).....	117

Liste des figures

Figure. I.A.1. Représentation graphique des températures mensuelles moy, max, et min (1996-2010).....	3
Figure. I.A.2: La courbe hypsométrique de BV de l'Oued Aissi.....	5
Figure. I.A.3: Evolution des débits moyens mensuels à la station de l'Oued Aissi.....	6
Figure. I.A.4: Evaluation des débits saisonniers transitant la station de l'Oued Aissi dans les périodes 1949/1955-1979/2001.....	7
Figure I.A.5: Vue terrestre du barrage de Taksebt.....	8
Figure. I.B.1: Situation géographique de la région d'étude.....	10
Figure. I.B.2: Vue terrestre de zone d'étude.....	10
Figure. I.B.3: Estimation de l'évolution de la population de Ain El Hammam aux différents horizons.....	14
Figure. II.B.1 : Les différents points de prélèvement des eaux usées dans la commune d'Ain El Hammam (Google earth).....	32
Figure. II.B.2 : Le point de prélèvement des eaux usées dans la commune d'Akbil (Google earth)...	33
Figure. II.B.3 : Le point de prélèvement des eaux usées dans la commune d'Abi youcef (Google earth).....	33
Figure. III.1 : Grille manuelle.....	39
Figure. III.2 : Grille mécanique.....	39
Figure. III.3 : Photo d'un racleur des graisses.....	40
Figure. III.4 : Ouvrage de décanteur.....	41
Figure. III.5 : Décanteur lamellaire à contre-courant.....	43
Figure. III.6 : Schéma d'un décanteur circulaire avec raclage des boues.....	43
Figure. III.7 : Lagunage naturel.....	46
Figure. III.8 : Lagunage aéré.....	46
Figure. III.9 : Schéma d'un procédé d'épuration par Lit bactérienne.....	48
Figure. III.10 : Schéma d'un procédé d'épuration par disque biologique.....	49
Figure. IV.1: Schéma de principe de l'épuration par boues activées.....	50
Figure. IV.2 : Schéma général de l'installation.....	51
Figure IV.3 : Développement d'une culture bactérienne.....	53
Figure. IV.4 : Photo d'un diffuseur poreux.....	55
Figure. IV.5 : Photo d'une turbine d'aération.....	55
Figure. IV.6: Schéma du procédé conventionnel.....	57
Figure. IV.7 : Schéma du procédé par alimentation étagée.....	57
Figure. IV.8: Schéma du procédé à contact stabilisation.....	58
Figure. IV.9 : Elimination biologique de l'azote.....	61
Figure. VI.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe.....	112
Figure VI.2 : Vue en plan de répartiteur.....	113
Figure VI.3 : Vue face de répartiteur	113

Liste des planches

Planche 1 : plan topographique de la STEP de Ain El Hammam (W .Tizi-Ouzou) ;

Planche 2: Vue en plan de la STEP de Ain El Hammam (W. Tizi-Ouzou) ;

Planche 3 : Profil hydraulique de la STEP de Ain El Hammam (W. Tizi-Ouzou) ;

Planche 4 : Ouvrages de traitement des eaux ;

Planche 5 : Ouvrages de traitement des boues.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est la source de la vie, elle est également indispensable à son maintien, c'est assurément l'une des richesses du globe les plus abondantes puisque les océans couvrent les trois quarts de la surface terrestre. Elle devient de plus en plus rare à cause de notre négligence et la sous-estimation de cette matière précieuse car de nombreux pays souffrent actuellement de manque d'approvisionnement d'eau potable quotidiennement.

L'urbanisation accélérée, l'industrialisation et le développement des activités humaines et de l'agriculture ont entraîné l'agression physique et chimique sur l'environnement, l'eau alors devenue un vrai récepteur de nos déchets, il est alors vite apparu que la nature seule ne pouvait assumer la purification des eaux rejetées. Dès lors, l'assainissement et l'épuration de ces eaux deviennent indispensables, pour assurer la protection de la santé humaine et préserver le milieu récepteur.

Afin de mettre un terme à ce phénomène, l'Algérie a lancé un programme de construction et de réhabilitation des stations d'épurations, dont la wilaya de Tizi-Ouzou fait appartenir, vue à l'importance de son réseau hydrographique et sa réserve en eau.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre mémoire de fin d'étude, afin de mettre en place un dispositif de traitement pour traiter les eaux provenant des agglomérations situées à l'amont de la cuvette de TAKSEBT, contre la pollution et la contamination qui sont générées par le déversement incontrôlé des rejets d'eau domestique et des rejets issus des unités polluantes (stations de lavages ; huileries ; abattoirs ;...).

Actuellement, les eaux usées de la daïra de AIN EL HAMMAM sont déversés directement dans l'Oued djemaa (affluent de l'Oued Aissi) sans subir aucun traitement préalable.

Pour cela, la réalisation de la station de Ain El Hammam devient impérative, car, elle reste la meilleure solution pour résoudre le problème de pollution et donner une autre image sur la région.

Afin de bien mener notre travail, nous avons élaboré le plan suivant :

- ✚ Chapitre I : Présentation de la zone d'étude ;
- ✚ Chapitre II : Considération biologique ;
- ✚ Chapitre III : procédés d'épuration biologique;
- ✚ Chapitre IV : Procédés d'épuration à boues activées;
- ✚ Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station;
- ✚ Chapitre VI : Calcul hydraulique ;
- ✚ Chapitre VII : Gestion et exploitation de la station.

Dans ce travail, nous devons choisir la variante de dimensionnement de la station tenant compte de nos données et analyses de départ en respectant les critères de comparaisons entre les différentes variantes.

Chapitre I

Présentation de la Zone D'étude

Introduction :

Avant d'entamer la présentation de la région de Ain El Hammam, il est impératif de donner un aperçu sur le bassin de l'Oued Aissi qui est la convergence de tous les Oueds qui situent à l'amont du barrage de Taksebt, pour former le plus grand réseau hydrographique dans toute la wilaya de Tizi Ouzou.

Dans cette première partie, nous essayons de donner une idée globale sur ce bassin, puis, nous présenterons notre région (Ain El Hammam) dans la partie qui suit.

Partie A : Etude de bassin versant d'Oued Aissi.

I.A.1 : Présentation générale du bassin versant de l'Oued Aissi :

Le bassin versant de l'Oued Aissi est l'une des régions les plus vastes et les plus peuplées de la wilaya de Tizi-Ouzou.

I.A.1.1 : Définition d'un bassin versant :

Le bassin versant est une section d'un cours d'eau, définie comme la surface drainée par celui-ci et ses affluents en amont. Dont l'eau précipitée est recueillie et orientée par un réseau hydrographique vers le point le plus bas appelé l'exutoire.

I.A.1.2 : Situation géographique :

Le bassin versant de l'Oued Aissi est situé sur le flanc Nord du massif montagneux de Djurdjura à environ 10 Km de Sud-est de la ville de Tizi-Ouzou. Le point culminant de bassin est situé à une altitude de 2305 m, tandis que, le point le plus bas qui est limité par le site du barrage de Takcebt se trouve à 95m.

Notre bassin est limité:

- Au Nord par la plaine alluviale de l'Oued Sébaou ;
- A l'Est par les massifs cristallophylliens d'Ain El Hammam et de Larbaa Nath Irathen ;
- Au Sud par la chaîne calcaire de Djurdjura ;
- A l'Ouest par les reliefs primaires de Beni Douala et Beni Aissi.

I.A.1.3 : Géologie :

La géologie du bassin versant de l'Oued Aissi est essentiellement constituée par des roches métamorphiques représentant le socle Kabyle et par la chaîne calcaire de Djurdjura. La région d'étude est caractérisée au Sud et au Nord la formation géologique suivante :

- Les calcaires et mono-calcaires formant la chaîne Djurdjura ;
- Les micaschistes, schistes et granites constituant le socle Kabyle ;
- Les argiles et marnes sont des formations des Ouadhias ;
- Des terrasses alluviales formées par des graviers et des sables le long des thalwegs.

Présentation de la zone d'étude

I.A.1.4 : Climat et relief :

Le climat de cette région est de type méditerranéen. Dans la partie amont du bassin on observe une forte précipitation, tandis que, la partie aval est caractérisée par un été sec et chaud et par un hiver relativement doux et humide.

Cette région est caractérisée par un relief très accidenté d'une manière générale et en particulier la partie amont du bassin.

a) La température de l'air de notre zone d'étude :

Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.A.1. Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales durant la période 1996-2010

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne Annuelle
Tmoy °C	25,1	19,6	14,2	11,1	10,0	10,9	13,5	15,1	19,5	24,4	27,6	28,2	18,3
Tmax °C	30,6	26,2	20,1	16,7	15,3	16,6	19,7	21,6	26,4	31,4	34,6	35,3	24,5
Tmin °C	18,9	15,2	11,1	8,0	6,7	6,6	8,5	10,1	14,4	18,6	21,2	22,3	13,5

Source : Office National de Météorologie

N.B : Les mois les plus chauds sont Juin, Juillet, Août et Septembre et les plus froids sont: Décembre, Janvier et Février. (Figure I.A.1).

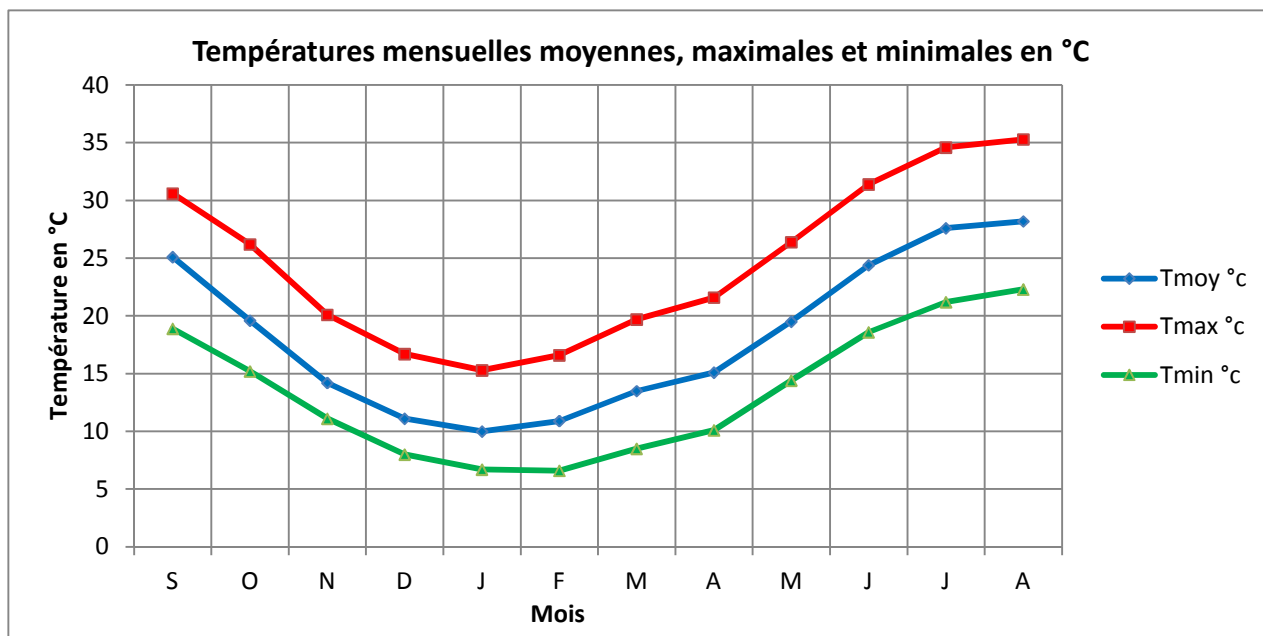


Figure I.A.1. Représentation graphique des températures mensuelles moy, max, et min (1996-2010)

b) Le vent

Il s'agit d'un facteur important dans l'élaboration du système de protection de la station d'épuration.

Les vitesses du vent mensuelles moyennes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.A.2. Vitesse moyenne mensuelle du vent (1996-2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne Annuelle
Vitesse moy(m/s)	1.8	1.5	1.5	1.6	1.3	1.4	1.7	1.9	2.0	2.4	2.3	2.1	1.8

Source : Office National de Météorologie

c) L'humidité relative

L'humidité est un élément important du cycle hydrologique ; Elle exprime le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau. Les données de l'humidité relative mensuelles moyennes sont indiquées dans le tableau (I.A.3).

Tableau I.A.3 .Humidité moyenne mensuelle (en %) relative à la période (1996-2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne Annuelle
H en %	56	66	73	77	73	75	68	66	64	53	47	48	64

Source : Office National de Météorologie

I.A.1.5 : Végétation :

Le couvert végétal est un facteur important qui influe considérablement sur les ruissellements superficiels, l'évapotranspiration et la capacité de rétention. On distingue que cette région est recouverte d'une végétation étagée dont on trouve des forêts de cède, des maquis

et des oliviers sur les terrasses anciennes et quelques pratiques agricoles occupant les terrasses alluvionnaires.

I.A.2 : Etude de complexe physique du bassin versant de l'Oued Aissi :

I.A.2.1 : paramètres morphométriques :

Les paramètres morphométriques influent considérablement sur la variation de régime hydraulique d'un bassin versant. Ils jouent le rôle d'un collecteur des précipitations ainsi que leurs transports vers l'exutoire, qui sont les suivants :

a) La superficie :

La surface d'un bassin versant est l'aire géographique délimitée par les crêtes topographiques qui se rejoignent à l'exutoire. Elle influe sur le processus de la formation de l'écoulement.

La surface de bassin versant de l'Oued Aissi obtenue par la planimétrie est de 559 Km².

b) Le périmètre :

Il est défini par la ligne de crête formant le contour général du bassin versant. Le périmètre de notre bassin versant obtenue par la curvimètre est de 105.2 Km².

c) L'indice de compacité :

L'indice de compacité de gravilus est établi en comparant le périmètre P du bassin versant à celui d'un cercle P_c ayant la même surface. Cet indice caractérise la forme du bassin versant.

I.A.2.2 : Paramètres de relief :

Le comportement hydrologique d'un bassin versant est directement influencé par le relief. Une forte pente entraîne un écoulement plus rapide donc un temps de concentration plus court.

Le relief est caractérisé par :

a) La courbe hypsométrique :

Le courbe hypsométrique fournit une vue synthétique à la pente du bassin. Cette courbe est construite en portant sur l'axe des ordonnées les altitudes (H_i) et sur les abscisses le cumul des surfaces partielles (S_i) comprises entre deux courbes de niveau successives.

La répartition hypsométrique de notre bassin sera illustrée dans le tableau qui suit:

Présentation de la zone d'étude

Tableau I.A.4 : La répartition hypsométrique du bassin versant de l'Oued Aissi

Courbes de niveau Hi (m)	Hi moyen(m)	Surfaces partielles Si (Km ²)	Surfaces partielles Si (%)	Surfaces cumulées(%)	Si*Hi(Km ² .m)
95-200	147,5	10,35	2,25	100	1526,62
200-400	300	76,88	16,75	97,75	23064
400-600	500	123,87	26,99	81	61935
600-800	700	88,66	19,32	54,01	62062
800-1000	900	54,71	11,92	34,69	49239
1000-1200	1100	44,43	9,68	22,77	48873
1200-1400	1300	19,12	4,16	13,09	24856
1400-1600	1500	21,84	4,76	8,93	32760
1600-1800	1700	7,67	1,67	4,17	13039
1800-2000	1900	7,66	1,67	2,5	14554
2000-2200	2100	3,54	0,77	0,83	7434
2200-2305	2252,5	0,27	0,06	0,06	608,175

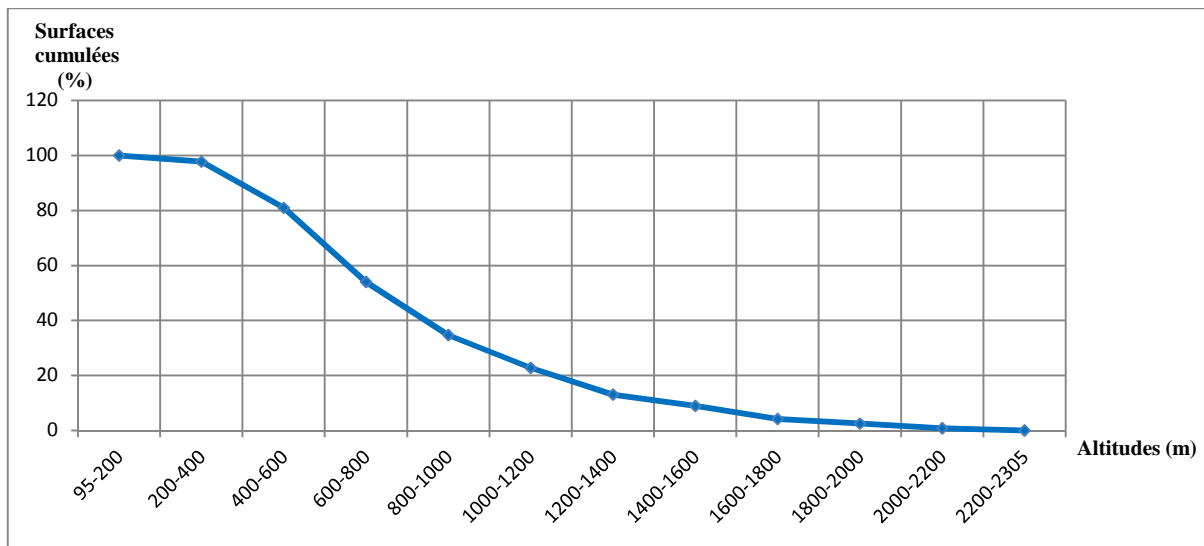


Figure I.A.2: La courbe hypsométrique de BV de l'Oued Aissi

b) Les altitudes :

La présence des barrières orographiques influent sur le parcours des masses d'air humide donc sur les pluies et les précipitations et leurs régimes d'écoulement. L'altitude maximale représente le point le plus élevé qui se trouve généralement à l'amont qui est estimé à 2305 m et l'altitude minimale et celle de l'exutoire qui est de 95 m.

c) La pente :

La pente est l'une des caractéristiques essentielles du relief. Elle influe considérablement sur le temps de concentration des pluies et le régime de l'écoulement.

I.A.3 : pluviométrie :

I.A.3.1. Les variations des débits à l'échelle mensuelle:

Nous prenons deux séries d'observation, l'une s'étale de 1949 à 1955 et l'autre de 1979 à 2001.

Tableau I.A.5: Débits moyens mensuels en m^3/s transitant à la station de l'Oued Aissi (1949/1955-1979/2001).

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Moy.
Q_{moy} 1949/1955(m^3/s)	0,89	2,45	4,2	6,03	11,68	14,21	14,9	13,37	7,61	2,03	0,63	0,28	6,52
Q_{moy} 1979/2001(m^3/s)	30	0,26	1,87	6,57	6,75	9,39	10,68	10,74	7,34	4,71	1,27	1,45	0,16
Q_{moy} 49/55-79/01 (m^3/s)	0,59	1,35	3,03	6,3	9,21	11,8	12,79	12,05	7,47	3,37	0,95	0,86	3,34

A partir du tableau (I.A.4) nous avons réalisé un histogramme d'évolution des débits moyens mensuels à la station d'Oued Aissi (1949/1955-1979/2001).

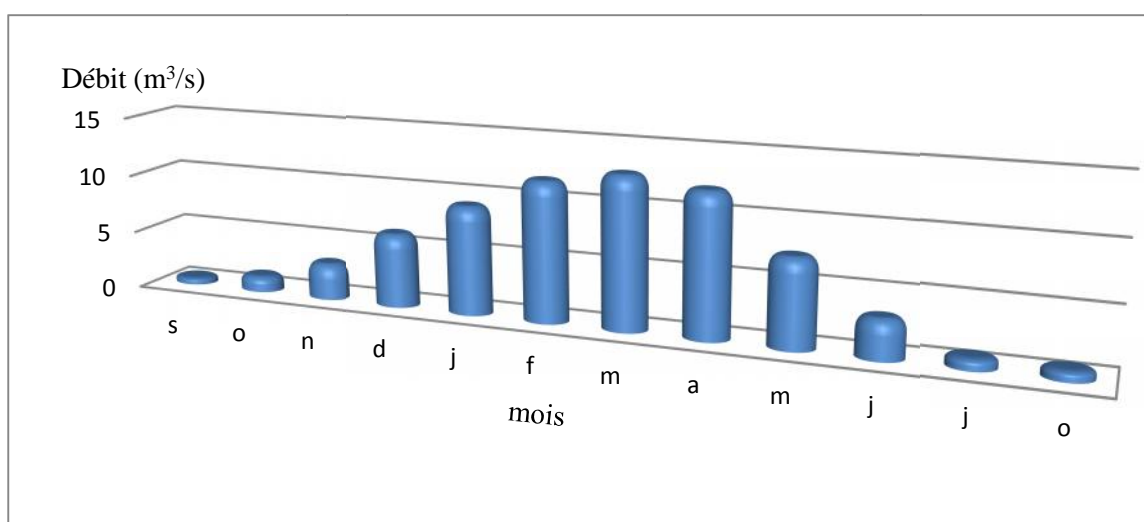


Figure .I.A.3: Evolution des débits moyens mensuels à la station de l'Oued Aissi

La figure précédente nous montre que les débits mensuels varient de $0,59m^3/s$ en mois de Septembre à $12,7m^3/s$ au mois de Mars. Les faibles débits se trouvent à la fin d'été avec une valeur moyenne minimale de $0,86m^3/s$ observé au mois d'Août.

I.A.3.2 : Les variations des débits à l'échelle saisonnière :

Le tableau qui suit représente les débits moyens des quatre saisons transitant à la station de l'Oued Aissi période 1949/1955-1979/2001.

Tableau I.A.6 : Débits saisonnières moyens transitant à la station de l'Oued Aissi, périodes 1949/1955-1979/2001.

	Automne	Hiver	Printemps	Eté
Q_{moy} 1949/1955(m^3/s)	2,51	10,64	11,96	0,98
Q_{moy} 1979/2001(m^3/s)	0,81	7,57	9,58	2,47
Q_{moy} 49/55-79/01 (m^3/s)	1,85	9,1	10,77	1,72

Présentation de la zone d'étude

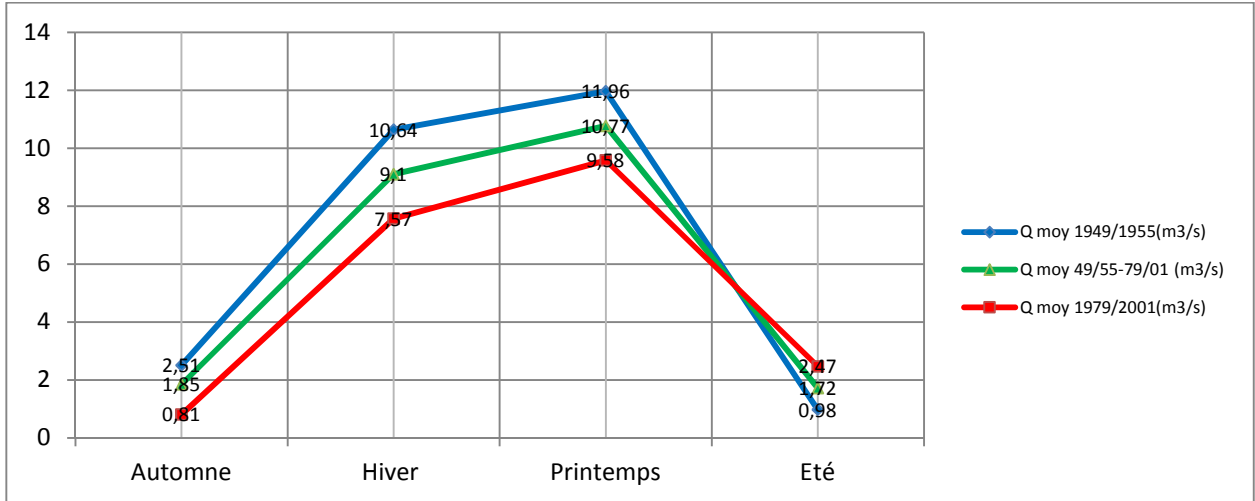


Figure .I.A.4: Evaluation des débits saisonniers transitant la station de l'Oued Aissi dans les périodes 1949/1955-1979/2001

La figure précédente représente les débits saisonniers transitant à la station de l'Oued Aissi dans les périodes 1949/1955-1979/2001. Les débits les plus importants sont enregistrés au Printemps ($10,77\text{m}^3/\text{s}$). Le minimum est enregistré en été avec une valeur de ($1,72\text{ m}^3/\text{s}$), les débits reprennent en automne dès l'arrivée des premières pluies.

L'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Aissi fait ressortir que le climat de la région est méditerranéen caractérisé par l'alternance au cours de l'année de deux saisons, une saison sèche s'étendant sur quatre mois et une autre saison relativement humide s'étalant sur huit mois. Cette étude nous a permis de définir les différents facteurs climatiques étudiés.

I.A.4 : Aperçu sur le barrage de Taksebt :

L'implantation de barrage de Taksebt sur notre bassin versant est pour but de recueillir et de mettre en réserve les grandes quantités d'eau précipitées puis de les distribuées pour alimenter les villes d'Alger, de Boumerdés et de Tizi-Ouzou en eau potable.

I.A.4.1 : Situation géographique de barrage de Taksebt :

Il est situé à environ 7 Km au côté Sud-est de la ville de Tizi-Ouzou et 100 Km à l'Est de la ville d'Alger, sur les territoires ruraux des communes d'Irdjen, Larbaa Nath Irathen, Ben Aissi, Beni Douala et d'Ait Mahmoud.

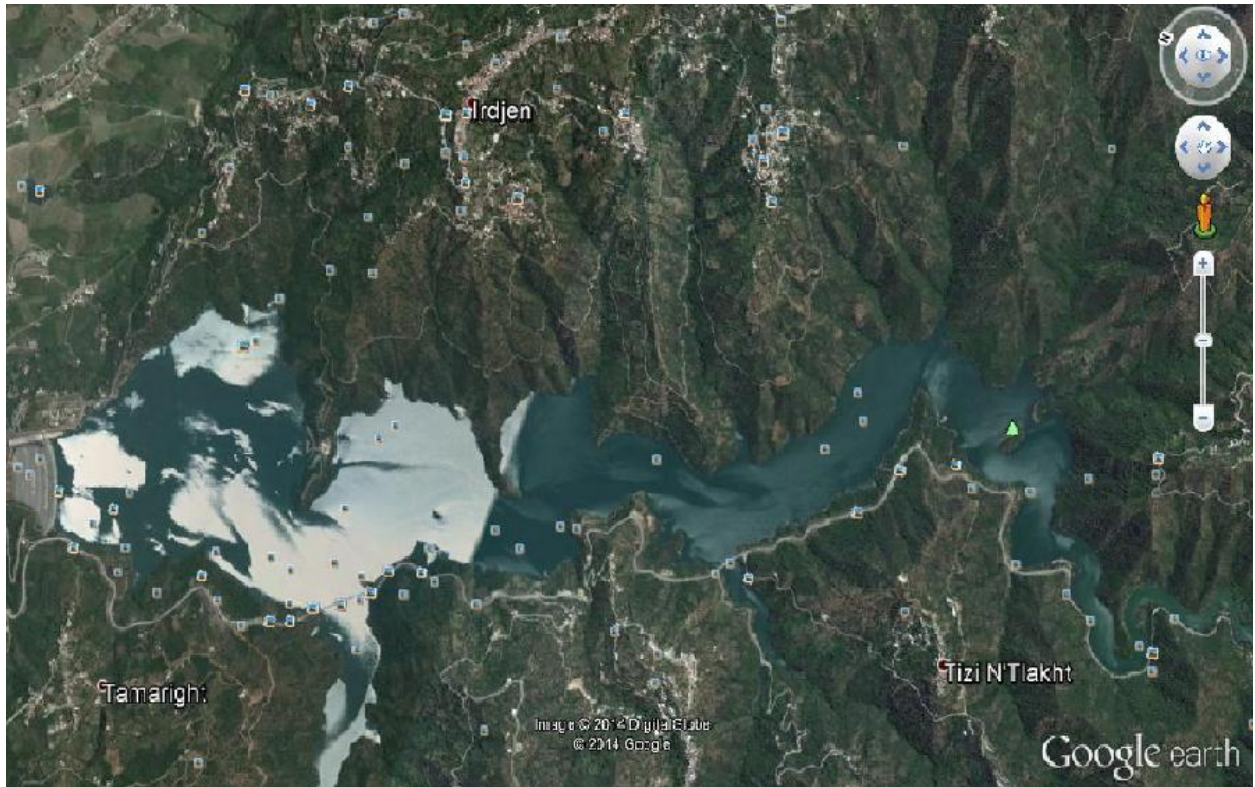


Figure I.A.5: Vue terrestre du barrage de Taksebt (Source Google Earth 2014)

I.A.4.2 : Situation topographique :

Le barrage de Taksebt a pour coordonnées Lambert :

X=655,00 Km ;

Y=376,10 Km ;

Z=171,5 m NGA.

I.A.4.3 : Fiche technique de barrage Taksebt :

- Capacité : 175 millions de m³ ;
- Hauteur de la digue : 76 m ;
- Longueur de la digue : 515 m ;
- Le Fesch : 8 Km ;
- Altitude : 171,50 m NGA ;
- Superficie : 450 ha.

Partie B : Présentation de la région d'Ain El Hammam

La région de Ain El Hammam est caractérisée par un certain nombre de paramètres dont on peut citer sa situation géographique, sa croissance démographique instable, son relief difficile, sa géologie, ces précipitations et ces températures (tableau I.A.1) correspondantes à chaque saison, tous ces paramètres sont nécessaires de les présentés avant d'entamer l'étude de son système d'épuration des eaux usées.

I.B.1 : Situation géographique de la daïra de Ain El Hammam :

La région concernée par notre étude est situé à 150 Km de la capitale et à 45 Km au Sud-est de chef lieu de Tizi-Ouzou. Elle s'étend sur superficie de 144,89 Km² pour une population avoisinant 41 000 habitants (2010) et se caractérise par un relief montagneux et très accidenté.

I.B.1.1 : Découpage administratif :

La daïra d'Ain El Hammam est scindé de quatre communes qui sont les suivantes :

- La commune d'Ain El Hammam ;
- La commune d'Akbil ;
- La commune d'Abi Youcef ;
- La commune d'Ait Yahia (hors zone d'étude).

Elle est limitée :

- Au Nord par Ait aggouacha ;
- A l'Est par Iferhounene et Ait Yahia ;
- A l'Ouest par Beni Yenni, Yatafen et Boudraren ;
- Au Sud par le massif de Djurdjura.

Présentation de la zone d'étude



Figure. I.B.1: Situation géographique de la région d'étude

Source Google MAPS

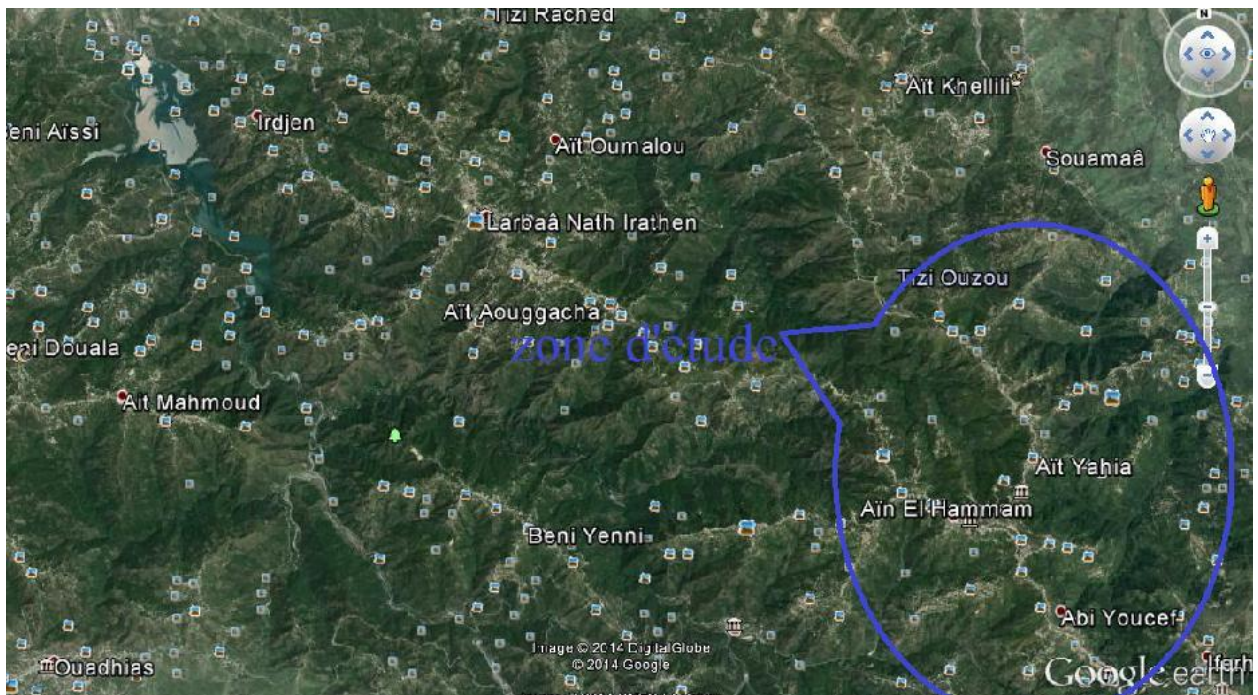


Figure. I.B.2: Vue terrestre du zone d'étude (Source Google Earth 2014)

Présentation de la zone d'étude

I.B.1.2 : présentation des communes d'Ain El Hammam :

Les communes et les villages d'Ain El Hammam sont regroupés dans le tableau qui suit :

Tableau. I.B.1: Communes et villages concernés par les rejets dans la cuvette de Taksebt :

Daïra	Commune	Village
Ain El hammam	Ain El Hammam	AEH
		Taourirt Amrane
		Agouni N'teslent
		Taourirt Menguellet
		Ouaghzen
		Tamjout
		Ouait Slit
		Ait ailem
		Tillilit
		Aourir
		Tasga Melloul
		Ighil Bougni
		taskenfout
		El Korne
		Azrou kollal
		Ait Sidi Ahmed
		Ait Djoudi
	Ait Adellah	
	Tabouhassent	
	Tazerout	
	Takhlidjt	
	Tiferdoud	
	Ouardja	
	Ait Khelifa	
	Tizi Oumalou	
	Ichelihane	
	Ait Hamsi	
	Ait Sellane	
	Beni Mehmoud	
	Aourir Ouzemour	
	Akaoudj	
	Ait djemaa	
	Ait ouabane	
Ait Messlaine		
Ait Ouaggour		
Ait Hadda		
Ait Laziz		
Ait Sidi Said		
Ait Bouzid		

Présentation de la zone d'étude

I.B.2 : Données socio-économiques:**I.B.2.1 : Population :**

La connaissance de la répartition et de révolution de la population de la région d'étude est d'un intérêt considérable pour pouvoir déterminer les quantités de rejets des eaux domestiques. Pour cela notre étude porte sur une période à long terme allant jusqu'à l'horizon 2039.

La population de la région d'Ain El Hammam est représentée dans le tableau suivant:

Tableau. I.B.2: Population globale de la région d'Ain El Hammam :

Daïra	Commune	Village	Population RGPH 2008
Ain El Hammam	Ain El Hammam	AEH	4509
		Azrou Kollal	395
		Tillilit	883
		Ait Djoudi et Ait Sidi Ahmed	72
		Ait Ailem	1776
		Taourirt Amrane	1901
		Ouaghzene	2113
		Taskenfout	455
		El Korne	2048
		Tamjout	953
		Tasga Melloul	378
		Aourir	806
		Ighil Bougni	887
		Taourirt Menguellet	5481
		Ouait Slit	733
		Agouni N'teslent	3183
		ABI YUCEF	Tizi Oumalou
	Ouardja		389
	Tazerout		728
	Ait Khalifa		1369
	Tiferdout		822
	Tabouhassent		513
	Ichelibane Ait Adllahe		598
	Ait Adllah		304
	AKBIL	Takhlidjt	1532
		Ait Djcinaa	309
		Ait Mislainc	1494
		\it lluddu	478
		Ait Bou/id	218
		Ait l.n/i/	601
		Ait Hamsi	459
		Béni Mahmoud	375
		Ait Sidi Said	94
		Akoudj	710
		Ouzemour	710
	Ait ouaggoue	436	
Ait Ouabane	2175		

Présentation de la zone d'étude

Pour l'estimation de la population de notre région on utilise la formule de taux d'accroissement exponentielle suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n \dots\dots\dots(I.B.1)$$

Avec :

- **P_n** : Population à l'horizon de calcul ;
- **P₀**: Population de référence (au dernier recensement, RGPH 2008) ;
- **n** : L'écart d'années entre les deux horizons ;
- **T** : Taux de croissance de la population pris égale à 1,33% (DHW T.O).

Les résultats des estimations de la population à différents horizons de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. I.B.3: Estimation de la population de la région de Ain El Hammam jusqu'à l'horizon 2039

Communes	Villages	Horizons			
		2008	2009	2024	2039
AEH	AEH	4509	4569	5570	6791
	Azrou Kollal	395	400	488	595
	Tillilit	883	895	1091	1330
	Ait Djoudiet et Ait SidiAhmed	230	233	284	346
	Ait Ailem	1776	1800	2194	2675
	Taurirt Amrane	1901	1927	2349	2864
	Ouaghzene	2113	2141	2610	3182
	Taskenfoute	455	460	562	685
	El Kome	2048	2075	2530	3085
	Tamjout	953	966	1177	1436
	Tasga Melloul	378	383	467	569
	Aourir	806	817	996	1214
	Ighil Bougni	887	899	1096	1336
	Taurirt Menguellet	2110	2138	2607	3178
	Total	21857	22148	27002	32921
Abi Youcef	Tizi Oumalou	719	729	888	1083
	Ouardja	389	394	480	586
	Tazerout	728	738	899	1096
	Ait Khalifa	1369	1387	1691	2062
	Tiferdout	822	833	1016	1238
	Tabouhassent	513	520	634	773
	Ichelibane	598	606	739	901
	Ait Adellah	304	308	376	458
	Takhlidjt	1532	1552	1893	2307
	Total	6974	7067	8616	10504
Akbil	Ait Djemaa	309	313	382	465
	Ait Sellane	1265	1282	1563	1906
	Beni Mehmoud	375	380	463	564
	Aourir Ouzemour	710	719	877	1069
	Akaoudj	265	268	327	399
	Ait ouabane	2175	2204	2687	3276
	Ait Messlaine	1494	1514	1846	2251
	Ait Ouaggour	436	442	539	657
	Ait Hadda	478	484	590	720
	Ait Laziz	601	609	742	905
	Ait Sidi Said	94	95	116	141
	Ait Bouzid	218	221	269	228
	Ait Hamsi	459	466	568	692
Total	8879	8997	10969	13373	

Présentation de la zone d'étude

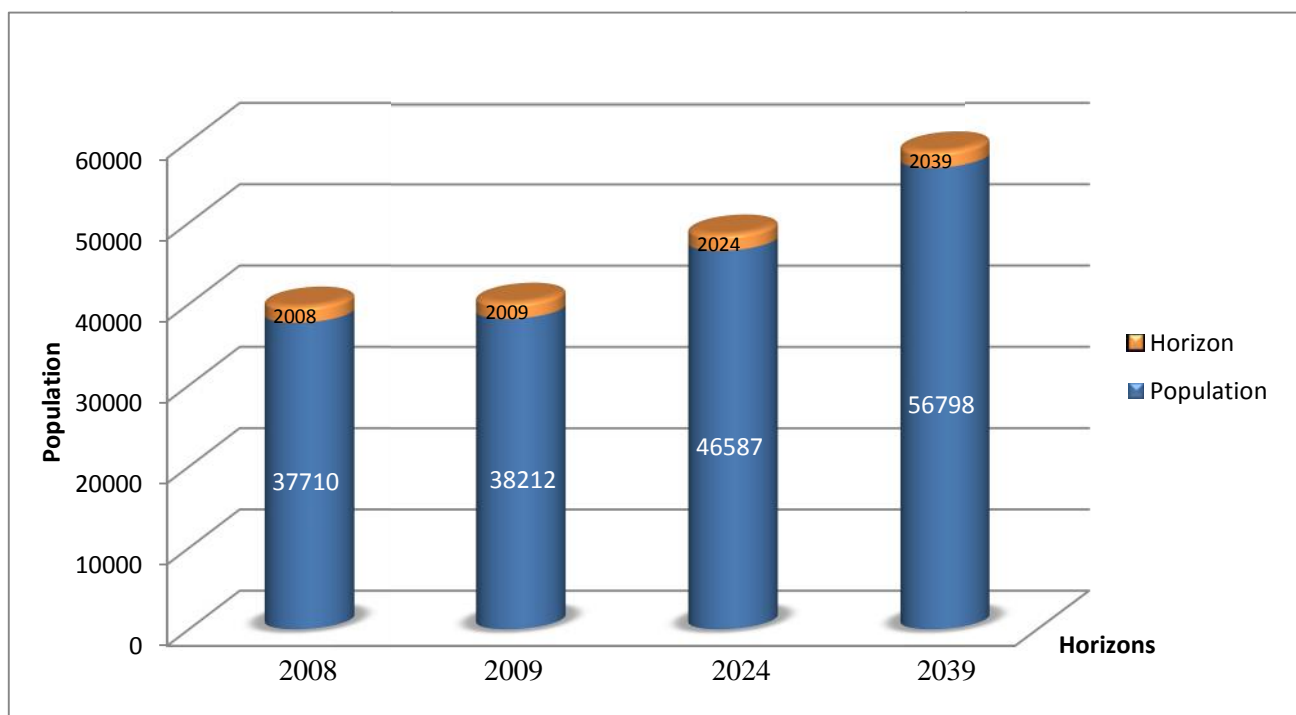


Figure. I.B.3: Estimation de l'évolution de la population de Ain El Hammam aux différents horizons

Le nombre d'habitant de la daïra d'Ain El Hammam au dernier recensement (2008) est de 37710 habitants, selon notre projection, elle sera d'environ 38212 habitants pour l'année 2009 et de 46587 habitants au moyen terme (2024) et atteindra 56798 habitants en l'an 2039. On constate une lente évolution de la population. Cette situation reflète la nature difficile du relief, le manque d'investissements et le chômage entrainant ainsi le phénomène migratoire des populations.

I.B.2.2 : Infrastructures et équipements existants :

Tableau .I.B.4 : réseaux routiers :

Communes	R-N (km)	C-W (km)	C-C (km)	Piste
Ain El Hammam	23,10	/	56,65	18,90
Akhil	12,15	/	57,50	57,70
Abi-youcel	/	/	24,70	24,70

Présentation de la zone d'étude

Tableau .I.B.5: Equipements socio-éducatifs existants :

Communes	Ecoles Primaires			CEM			Lycées		
	Classes	cantines	logts de fonction	Classes	Cantines	logts de fonction	Classes	Cantines	logts de fonction
A-E-H	92	07	00	37	02	00	52	02	00
Akbil	43	00	28	25	00	04	23	00	00
Abi-youcef	38	00	00	14	00	00	00	00	00

Tableau .I.B.6 : Secteur jeunesses et sports :

Communes	Centre Culturel	Maison de jeunes	Aires de jeux	Bibliothèque municipale	Stades
A E H	01	01	08	02	01
Akbil	10	01	08	01	01
Abi-youcef	01	01	08	01	01

Tableau .I.B.7: Infrastructures sanitaire (secteur publique) :

Commune	Polyclinique	Centre de santé	Unité de soins	Pharmacie	Hôpitaux
AEH	01	2	6	04	01
Akbil	01	0	6	01	00
Abi youcef	00	0	6	02	00

Tableau .I.B.8: Secteur de l'hydraulique : réservoirs, stations et sources d'eau :

Commune	Nombre de réservoirs	Capacité des réservoirs	Station de pompage	Sources	Nombre de puits
A EH	26	16755	1	11	44
Akbil	15	1475	00	2	31
Abi- youcef	08	575	00	2	21

I.B.2.3 : L'agriculture :

La daïra d'Ain El Hammam est une région montagneuse à terrains accidentés, l'agriculture est peu développée où la production locale ne satisfait pas les besoins de la population. Les principales activités qui partagent l'espace agricole de la daïra sont successivement : l'arboriculture, les maraîchages et les cultures fourragères.

La répartition agricole par communes est résumée dans le tableau qui suit :

Présentation de la zone d'étude

Tableau I.B.9 : Répartition de la production végétale et animale de la daïra d'Ain El Hammam

Production agricole	Paramètre à Prendre en Considération	AEH	Akbil	Abi youcef
1 -Olivier	Superficie occupée (ha)	413	152	67
	Production total (Qx)	3312	1168	528
2-Le figuier	Superficie occupée (ha)	87	126	43
	Production total (Qx)	732	1004	340
3-Culture	Superficie occupée (ha)	88	51	50
	Production total (Qx)	197	144	130
4 Fourrages	Superficie occupée (ha)	29	31	17
	Production total (Qx)	498	4838	1616
5 Fourrages	Superficie occupée (ha)	01	00	00
	Production total (Qx)	100	00	00
6- Cultures	Superficie occupée (ha)	24	321	131
	Production total (Qx)	1490	1640	860
7- Gros élevage	Ovins (Têtes)	1018	745	523
	Bovins (Têtes)	510	280	257
	Caprins (Têtes)	350	382	162
8- Petits élevage	Aviculture ponte (Têtes)	7200	00	32000
	Aviculture chaire (Têtes)	00	00	/
	Apiculture (Ruches)	942	976	1085

*Subdivision agricole d'AEH***I.B.2.4 : L'industrie :**

Dans cette zone montagneuse il est difficile d'implanter un complexe industriel d'envergure, son climat et son relief rudes augmentent les difficultés d'accès, il est à signaler l'existence d'une multitude d'huileries implantées dans les différentes communes qui fonctionnent uniquement du mois du Décembre au mois de Février employant un faible effectif.

Conclusion :

D'après les données recueillies, on constate que la région d'AEH est à vocation agricole avec une évolution lente de la population, cette situation est due à la nature accidentée du relief de tout le bassin versant d'Oued Aissi dont elle fait partie, le manque d'investissements et le chômage entraînant ainsi le phénomène d'exode.

Chapitre II

Considération Biologique

Introduction :

Le problème de la pollution des eaux présente sans aucun doute l'un des aspects les plus inquiétants de la crise globale de l'environnement. En effet, à la différence de divers phénomènes de la pollution qui ne constituent qu'une menace potentielle susceptible d'affecter à l'avenir les activités humaines, la crise de l'eau sévit déjà depuis longtemps et avec une gravité sans cesse accrue, affectant aussi bien les pays industrialisés que ceux du tiers monde.

Partie A : Origines et natures des eaux usées

II.A.1 : Définition des eaux usées :

Les eaux usées sont des eaux altérées par les activités humaines à la suite d'un usage domestique, industriel, agricole ou autre, ou bien l'eau usée est un mélange de matière polluante dispersés ou dissoutes dans l'eau.

II.A.1.1 : Les origines des eaux usées :

Les diverses activités humaines sont à l'origine d'innombrables sources de pollutions. Suivant l'origine des substances polluantes on distingue :

II.A.1.1.1 : Les eaux usées domestiques :

Les multiples utilisations de l'eau par l'homme dans la vie quotidienne donnent lieu à la formation des eaux usées domestiques, elles sont essentiellement porteuses de pollution organique qui sont jugées dangereuses, en raison de leur forte teneur en germes pathogènes et leur propriétés infectieuses, elles se répartissent comme suite :

a) Les eaux usées ménagères :

Ces eaux ont pour origines des salles de bains et les cuisines et sont généralement chargées de détergent, de graisse et de débris organiques.

b) Les eaux vannes :

Ces effluents sont un mélange d'eau contenant des déjections humaines chargés de diverses matières organiques, azotées et de germes fécaux.

c) Les eaux de ruissellement :

Ce sont des eaux collectives qui proviennent des eaux pluviales, des eaux de lavage des voies publiques, elles entraînent toute sorte de déchets minéraux et organiques.

II.A.1.1.2 : Les eaux usées industrielles :

Elles proviennent généralement des usines, leurs caractéristiques varient d'une industrie à une autre. En plus des matières organiques azotées ou phosphatées elles peuvent également contenir des produits toxiques tels que les métaux lourds qui sont jugés très dangereux pour l'organisme vivant.

II.A.1.1.3 : Les eaux usées d'origine agricole :

Elles proviennent essentiellement des fermes ou cultures, elles se caractérisent par de fortes teneurs en sels minéraux (azote, phosphore, potassium) issus des purins et lisiers d'élevage, ainsi que l'utilisation irrationnelle des engrais.

Les différents polluants d'origine agricole ne peuvent donc pas être recueillis et traités ultérieurement dans une station d'épuration. De ce fait, ils atteignent les cours d'eau par ruissellement de surface ou par l'écoulement souterrain.

II.A.2 : Pollution des eaux :

II.A.2.1 : Définition de la pollution :

La pollution est une modification défavorable du milieu naturel qui apparaît en totalité ou en partie comme un sous produit de l'action humaine au travers d'effets directs ou indirects altérant les critères de répartition des flux d'énergie, du niveau de radiation, de la constitution physico-chimique du milieu naturel et de l'abondance des espèces vivantes. Ces modifications peuvent affecter l'homme directement ou au travers des ressources agricoles, en eau ou autres produits biologiques. Elles peuvent aussi l'affecter en altérant les objets physiques qu'il possède, les possibilités récréatives du milieu ou encore en enlaidissant la nature.

Définition de la pollution de L'eau :

La pollution est toute modification néfaste des eaux, causée par l'ajout de substance susceptible d'en changer la qualité, l'aspect esthétique et compromettre leur consommation, ces agents polluants peuvent être d'origine physique, chimique ou biologique.

II.A.2.2 : Les différents types de pollution :

On peut distinguer plusieurs catégories de pollution des eaux selon la nature et les usagers des polluants, ces derniers peuvent être classés selon leur nature physico-chimique, leur modalité de dispersion ou le type de biotope contaminé. Le tableau (II.A.1) montre la classification des polluants selon leur nature physico-chimique.

Tableau. II.A.1: Classification des principaux types de polluants

Type de polluant	Nature de polluant
Organique	Effluents chargés de matières organiques fermentescibles (glucides, lipides, protides).
Physique -radioactive -thermique	Radionucléide (rayonnements) Chaleur
Chimique	Dérivés gazeux du carbone et hydrocarbures liquides détersifs. Matière plastique. Pesticide et autres composés organiques de synthèses. Dérivées de soufre. Dérivées de l'azote. Métaux toxiques. Matières organiques fermentescibles

Biologique	Contamination microbienne des milieux récepteurs sensibles Introduction des espèces végétales ou animales.
-------------------	---

II.A.2.3 : Pollution physique :

Les principaux polluants physiques sont : la chaleur, radioactivité et les matières en suspension

a) Pollution thermique :

Elle est engendrée par le refroidissement des centrales électriques ou nucléaire, l'élévation de la température de l'eau diminue la solubilité des gaz en particulier l'oxygène ce qui affaiblit le pouvoir auto épuratoire.

b) Pollution radioactive :

La radioactivité est la plus dangereuse des polluants physiques. Elle met en jeu des rayonnements , et de puissance diverse qui sont nuisible pour l'homme.

c) Pollution mécanique :

Elle provient du lessivage des sols lors de pluies abondantes et des travaux de revêtement qui rendent le sol imperméable provoquant une concentration des écoulements et des volumes entraînant avec eux des boues. Celles-ci colmatent les fonds des ruisseaux et des rivières et diminuent ainsi, l'infiltration de l'eau vers la nappe.

II.A.2.4 : Pollution chimique :

Elle est due au déversement des rejets industriels engendrant des grandes quantités de substances chimiques dont certains sont non dégradables. Les agents de la pollution chimique sont :

a) Les sels minéraux dissous :

Ils sont nombreux, ils comprennent les chlorures, les sulfates qui se combinent au sodium, magnésium...etc.

b) Les micros polluants:

Ce sont des corps chimiques à l'origine de multiples nuisances, de nature minérale et organique, sont caractérisées par des effets toxicologiques importants.

Parmi ces micros polluants on peut citer :

- **Les métaux lourds :**

Parmi ceux-ci, figurent le plomb et le chrome, ces éléments affectent les propriétés organiques de l'eau, ils sont dangereux même à l'état de trace, car ils s'accumulent dans la chaîne alimentaire par leur ingestion répétée et provoquent de graves altérations chez l'organisme humain.

- **Les pesticides :**

Substances chimiques minérales ou organique de synthèse destinées à protéger les cultures contre les organismes nuisibles.

Selon l'OMS, l'usage des pesticides est en remarquable augmentation dans le monde, leur quantité double pratiquement tous les dix ans depuis 1945.

Parmi les principales familles de pesticides on distingue :
Les insecticides organophosphorés : parathion, malathion, fenthion, teep, dichlorvos. Les insecticides organochlorés : DDT, DDD.

-DDT : dichlore diphenyl trichloroéthane ;

-DDD : dichlore diphenyl dichloroéthane.

Ces insecticides sont très stables et résistent pendant des années à la dégradation. Ils peuvent s'accumuler dans le sol, dans les tissus des végétaux, sur le fond vaseux des étangs et des rivières.

- **Les détergents :**

Les détergents sont des tensioactifs utilisés en pratique pour le dégraissage et le ménage, leur présence dans les rivières est due aux rejets urbains industriels.

Les détergents inhibent les processus d'auto épuration et limitent le développement des microorganismes.

- **Hydrocarbures :**

Groupes de composés organique constitué par des dérive hydrogène du carbone, ces composés se caractérisent par une densité voisine à 0,9, formant ainsi un film qui empêche la ré oxygénation naturelle de l'eau et inhibent le pouvoir auto épurant du milieu.

II.A.2.5 : Pollution organique :

La pollution organique est la plus répandue, elle est engendrée par le versement des eaux usées domestiques ou des eaux résiduaires provenant de divers industrie cette pollution peut être absorbée par le milieu récepteur tant que la limite d'autoépuration n'est pas atteinte, au-delà de cette limite, il se produit dans le milieu des réactions de fermentation et l'appauvrissement en oxygène aboutissant à l'asphyxie du milieu.

II.A.2.6 : Pollution microbiologique :

La pollution biologique peut être de nature virale, parasitaire ou bactérienne. Ces microorganismes sont nuisibles pour la santé de l'homme, ils entraînent un déficit en oxygène dissous et une apparition des odeurs désagréables.

II.A.3 : Les paramètres de pollution :

II.A.3.1 : Paramètres physiques :

a) Température :

Il est indispensable de connaître la température exacte de l'eau car, c'est un facteur important dans la vie d'un cours d'eau, un changement de température affecte les diverses propriétés de l'eau. La température joue un rôle dans la solubilité des sels et des gaz en particulier la conductivité électrique et dans les variations du pH.

b) La turbidité :

La turbidité correspond à la notion de trouble perceptible au sein d'un milieu contenant des particules en suspension colloïdale chargé négativement, ce qui leur confère un pouvoir de répulsion électrostatique qui empêche leur décantation naturelle.

c) La couleur et l'odeur :

En général, la couleur et l'odeur sont utilisées comme les premiers indicateurs de la pollution de l'eau. La coloration des eaux est due le plus souvent, à la présence des matières organiques dissoutes ou colloïdales.

En générale la couleur d'une eau usée est grisâtre, mais certain rejets industriels contient des colorants particulièrement stables.

L'odeur anormale est due à des molécules organiques contenues en très faibles quantités dans les eaux, ces molécules peuvent être soit d'origine naturelle (algue) soit d'origine domestique ou industrielle.

d) Les matières en suspension (MES) :

Les MES représentent des impuretés non dissoutes dans l'eau. Elles sont dosées soit par filtration soit par centrifugation puis séchage à 105 °C à l'étuve. On distingue deux types :

- Matières volatiles en suspension : elles représentent en moyenne 70% des matières en suspension et constituent la fraction organique de celle-ci.
- Matières minérales : elles correspondent à la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles en suspension par conséquent, elles constituent les résidus de la calcination.

e) Les matières grasses :

Les matières grasses ont tendance à enrober les parois des canalisations d'évacuation, elles provoquent une attaque du béton par formation d'acides gras libres. Elles peuvent occasionner des obstructions dans les égouts et rendent plus difficile l'exploitation des stations d'épuration des eaux.

Les eaux résiduaires industrielles contiennent des quantités élevées des graisses et d'huiles, qui par formation de films et de couches superficielles peuvent empêcher l'accès de l'air dans l'eau et occasionner la mort des micro-organismes.

II.A.3.2: Paramètres chimiques :

a) Le potentiel d'hydrogène

Le pH exprime le degré d'acidité des eaux usées, il est déterminé à partir de la quantité d'ions d'hydrogène libre (H^+) ce paramètre joue un rôle primordial et ce :

- Dans les propriétés physico-chimiques (acidité, agressivité) ;
- Dans les processus biologiques, dont certain exigent des limites de pH très étroits.

b) La conductivité :

La conductivité est liée à la concentration des substances dissoutes et à leur nature. La conductivité d'une eau varie selon son degré d'impuretés, ainsi plus, la concentration ionique des sels dissous est grande plus la conductivité est grande.

La mesure de la conductivité permet d'évaluer approximativement la minéralisation globale de l'eau.

Tableau II.A.2 : Relation entre la conductivité et la minéralisation

Conductivité (us/cm)	Appréciation
Conductivité < 100	Minéralisation très faible
100 < conductivité < 200	Minéralisation faible
200 < conductivité < 333,33	Minéralisation moyenne accentuée
333,33 < conductivité < 666,66	Minéralisation moyenne
666,66 < conductivité < 1000	Minéralisation importante
Conductivité > 1000	Minéralisation excessive.

c) Demande biochimique en oxygène (DBO₅) :

Elle représente la quantité d'oxygène nécessaire pour décomposer par oxydation (Avec l'intervention des bactéries) les matières organiques contenues dans une eau usée. Ce paramètre constitue un bon indicateur de la teneur en matières organiques biodégradables d'une eau. Généralement la pollution est dégradée d'une manière significative, au-delà de cinq jours la consommation en oxygène diminue énormément.

d) La demande chimique en oxygène :

La demande chimique en oxygène traduit la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement les matières organiques contenues dans l'effluent, la mesure de la DCO se fait à l'aide d'un oxydant énergétique comme le bichromate de potassium ($K_2Cr_2O_7$), en milieu acide à 140°C pendant 2 heures sans intervention de micro-organismes.

- La DCO représente l'ensemble des matières oxydables.
- La DBO₅ représente la part de matière organique biodégradable

- **Coefficient de biodégradabilité (DCO/DBO₅) :**

La biodégradabilité d'une pollution traduit sa propriété à être décomposée par les microorganismes.

La biodégradabilité est exprimée par un coefficient K, c'est le rapport entre la DCO et la DBO₅, donné par la relation suivante : **$K = DCO/DBO_5$**

La valeur du coefficient K détermine le choix de la filière de traitement à adopter.

Tableau. II.A.3 : Coefficient de biodégradabilité

K : le rapport :(DCO/DBO₅)	Mode de traitement
k < 2	Facilement biodégradable donc on peut envisager un traitement biologique
2 < k < 3	L'effluent biodégradable à condition de mettre En place un traitement adéquat (on ajoute des bactéries).
k > 3	Non biologique, un traitement physico-chimique s'impose.

e) Les matières colloïdales :

Ce sont des éléments présents dans l'eau sous un état intermédiaire entre un état dissous et un état solide. Il s'agit de très petites particules solides invisibles à l'œil nu dotées, de charges électriques, qui se repoussent les unes contre les autres, et déterminent ainsi la turbidité.

f) L'oxygène dissous :

L'oxygène dissous est un composé essentiel de l'environnement aqueux, puisqu'il est le réactif limitant de la principale voie de biodégradation de la pollution organique. La solubilité de l'oxygène dans l'eau dépend de différents facteurs, tel que la température, la pression et la salinité du milieu, la teneur en oxygène dépasse rarement 10 mg/l.

g) l'azote et le phosphore :**1-L'azote :**

L'azote peut se trouver sous forme minérale ou organique, sa présence dans l'eau se traduit par une consommation d'oxygène et par une entrave à la vie aquatique (le phénomène d'eutrophisation).

- **L'azote organique :**

L'azote organique provient essentiellement des déchets métaboliques (protéines, urée) d'origine humaine ou animale et des adjuvants de certains détergents.

- **L'azote ammoniacal :**

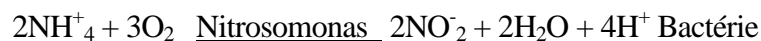
Les eaux usées contiennent de l'azote ammoniacal produit de la biodégradation incomplète de la matière organique, sa présence est un indice de contamination par des rejets humains ou industriels.

- **Les nitrites et nitrates :**

Composés représentant les formes oxydées de l'azote. Les nitrites constituent le stade intermédiaire entre l'ammonium et les nitrates tandis que les nitrates constituent le stade final de l'oxydation de l'azote si leur origine est organique. L'azote est l'un des éléments qui favorise la prolifération d'algues, par conséquent la réduction de sa teneur avant le rejet dans le milieu récepteur est plus que nécessaire. Les différents stades de l'évolution des formes azotées sont les suivants.

- **La nitrification :** Consiste en :

1. l'oxydation de l'ammoniac en nitrite par les Nitrosomonas (nitrification).



2. l'oxydation des nitrites en nitrates par les nitrobactéries (nitrification).



- **La dénitrification :**

Au cours de cette étape les nitrates sont réduits principalement en N_2 gazeux par réduction sous l'action de bactéries.

2-Le phosphore:

Le phosphore se trouve dans les eaux usées sous forme organique ou minérale, d'origine industrielle ou biologique qui peut provoquer une fertilisation des eaux et un accroissement rapide des algues à la surface des plans d'eau résultant du phénomène d'eutrophisation nuisibles aux activités touristiques, mais non toxiques.

- **Le phosphore organique :**

Il est présent dans les cellules des organismes vivants.

- **Le phosphore minéral :**

Il représente les sels minéraux : les ortho phosphates (PO_4^{-3}) et les poly phosphates, d'origine urbaine (composant des détergents) et agricole (lessivage d'engrais).

Il est à noter que l'azote et le phosphore sont des constituants essentiels de la matière vivante, leur présence est indispensable pour assurer le traitement par voie biologique.

Les études menées à ce sujet, montrent qu'un rapport $\text{DBO}_5/\text{N}/\text{P}$ est de 100/5/1, ou $\text{DCO}/\text{N}/\text{P}$ et de 250/7/1, permet d'assurer un développement normal des microorganismes épurateurs en milieu aérobie.

II.A.3.3 : Paramètres biologiques :

Les eaux usées évacuent les matières fécales et les urines de populations. Elles sont chargées en germes commensaux habituels de l'homme et en germes pathogènes en provenance de porteurs sains ou de malades.

Les micro-organismes pathogènes présents dans les eaux usées peuvent être classés en quatre principaux groupes :

- Les bactéries pathogènes (Salmonelles, Shiguelles,...) ;
- Les virus (entérovirus, virus de l'hépatite A, ...) ;
- Les parasites (Œufs de vers, Kystes d'amibes, ...) ;
- Les champignons (encore assez mal connus, ...).

Devant la difficulté à mettre en évidence les agents pathogènes eux-mêmes, on se contente de rechercher dans le milieu des germes dont la présence soit synonyme de la possibilité d'existence de germes pathogènes.

Trois groupes principaux sont couramment utilisés dans ce but (germes témoins de contamination fécale).

a) Les coliformes fécaux :

Ce sont des germes très diversifiés qui s'adaptent à plusieurs milieux de vie. Certains coliformes sont des hôtes du sol et des eaux, d'autres survivent difficilement hors de l'intestin.

Leur présence dans l'eau est la preuve d'une contamination par les matières fécales, c'est le cas de l'*Escherichia coli*, c'est l'hôte spécifique de l'intestin.

b) Les streptocoques fécaux :

Leur habitat normal est le tube digestif de l'homme et de l'animal à sang chaud. Ils sont parfois responsables de certaines intoxications alimentaires et provoquent des maladies des voies urinaires.

II.A.4 : Estimation des rejets des eaux usées :

Pour quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques, on utilise " l'équivalent habitant ". La connaissance du nombre équivalent habitant véhiculé par l'eau à traiter est de grande importance pour le dimensionnement d'un système d'épuration.

II.A.4.1: Définition de l'équivalent habitant :

On appelle équivalent habitant la quantité de matière organique exprimée en DBO_5 rejetée par habitant et par jour.

II.A.4.2 : Valeur de l'équivalent habitant :

Les valeurs de l'équivalent habitant diffèrent d'un pays à un autre selon le niveau de vie de la population. En Europe, l'équivalent habitant correspond à une pollution de 54g DBO_5 / j pour une eau brute et 35g DBO_5 /j pour une eau décantée. En Algérie, la valeur de l'équivalent habitant n'est pas encore déterminée, de ce fait pour concevoir une station d'épuration d'eaux usées, on se base sur les normes européennes.

II.A.5 : Normes de rejet :

On désigne par normes de rejets, les valeurs admissibles des paramètres de pollution qui réglementent le rejet des effluents dans le milieu naturel. Les normes (valeurs) qui varient d'un pays à un autre sont fonction de :

a- L'état de l'environnement : il dépend de :

- Potentialités matérielles et humaines, techniques, scientifiques.... ;
- Flux de la pollution déversée ;
- Nature de la pollution.

b- Niveau de conscience écologique des autorités concernées par la mise en œuvre de la législation, promulgation des lois et de leurs applications.

Les normes de rejet appliquées en Algérie sont celles établies par l'OMS, elles sont indiquées dans le tableau qui suit.

Tableau II.A.4 : Les normes de rejet (OMS),

Paramètres	Unités	Normes
T°	°C	30
pH	/	6,5 - 8,5
DBO5	mg/l	30
DCO	mg/l	90
MES	mg/l	30
Azote total	mg/l	50
Phosphates	mg/l	02
Détergents	mg/l	01
Hydrocarbures	mg/l	10
Huiles et graisses	mg/l	20

NB : Ces valeurs correspondent aux exigences minimales auxquelles doit répondre le fonctionnement des stations d'épuration.

Etablissement du diagnostic de la pollution de la daïra d'AEH.**II.A.6 : Pollution existant dans les trois communes de la daïra d'AEH :****Tableau II.A.5:** Pollution existant dans la commune d'AEH

Villages	Cadastre des Activités polluantes	Identification de la pollution	Ouvrage de traitement	Recommandation	
				En matière de collecte	En matière d'épuration
AEH	Station lavage graissage	Urbaine industriel	Absence d'ouvrage	-Procéder au curage et nettoyage des regards -Faire apparaître les couvercles des regards -Respecter les normes de rejet par prise d'échantillons périodiques	
taourirt Amran	//	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Agouni N'teslen	//	Urbain	Absence d'ouvrage		
Taourirt Menguelle	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Oueghzen	Poulailler	Urbaine industrielle	Absence d'ouvrage		
Tamjout	Huilerie	Urbaine industrielle	Absence d'ouvrage		
Oait Slit	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Ait ailem	Huilerie semi traditionnelle	Urbaine industrielle	Absence d'ouvrage		
Tillilit	Huilerie	Urbaine industrielle	Absence d'ouvrage		
Tasgua Melloul	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Ighil Bougni	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Taskenfount	Station de lavage graissage	Urbaine industrielle	Absence d'ouvrage		
El Korne	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Azrou Kollal	Pompe à essence (lavage graissage)	Urbaine industrielle	Absence d'ouvrage		
Ait sidi Ahmed	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Ait djoudi	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		

Subdivision d'hydraulique de la daïra d'AEH (2005)

La commune de AEH qui est le chef lieu de la daïra dispose de :

Trois (03) stations de lavage et trois (03) huileries ainsi qu'un poulailler ce qui permet de conclure une pollution de type urbaine industrielle.

Tableau II.A.6 : Pollution existant dans la commune Abi voucef

Villages	Cadastre des Activités polluantes	Identification de la pollution	Ouvrage de traitement	Recommandation	
				En matière de collecte	En matière d'épuration
Tazrout	Station lavage	Urbaine industrielle	Absence d'ouvrage	-Procéder au curage et nettoyage des regards -Faire apparaître les couvercles des regards	-Prévoir des fosses septiques - Respecter les normes par prise d'échantillon périodiques.
Takhlidjt	Huilerie fabrication de savon	Urbaine industrielle	Absence d'ouvrage		
Tiferdoud	Absence	Urbaine	Absence		
Ouardja	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Ait khalifa	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Tizi oumalou	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Ichlibane	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		

Subdivision d'hydraulique de la daïra d'AEH (2005)

D'après le tableau II.A.6 on peut conclure que la pollution de la commune d'Abi voucef est surtout urbaine, elle ne dispose que d'une station lavage et une huilerie.

Tableau II.A.7 : Pollution existant dans la commune d'Akbil :

Villages	Cadastre des Activités polluantes	Identification de la pollution	Ouvrage de traitement	Recommandation	
				En matière de collecte	En matière d'épuration
Ait ouabane	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage	-Procéder au curage et nettoyage des regards -Faire apparaître	Prévoir des fosses septiques
Ait Djemàa	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Ait mislaine	Huilerie	Urbain industrielle	Absence d'ouvrage		
Ait Ouaggour	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage	les couvercle; des regards	
Ait Hadda	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Ait Bouzid	Absence	Urbain	Absence d'ouvrage		
Ait Laziz	4 huileries	Urbaine industrielle	Absence d'ouvrage		
Ait Hamsi	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		

Ait Sellane	/	Urbaine industrielle	Absence d'ouvrage		
Bni Mahmoud	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Ait Sidi Said	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Akaoudja	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		
Aourir ouzemour	Absence	Urbaine	Absence d'ouvrage		

Subdivision d'hydraulique de la daïra d'AEH (2005)

La pollution de la commune d'Akbil est de type urbain ; elle ne dispose pas des grandes unités polluantes, sauf 03 huileries.

II.A.7: Description de l'état d'assainissement des trois communes de la daïra d'AEH :

II.A.7.1 : Etat des rejets :

Tableau II.A.8 : Le taux de raccordement des rejets

Communes	Nombre de points de rejets	Lieu de rejet	Taux de raccordement en
AEH	71	Thalweg	90
Akbil	32	Thalweg	85
Abi youcef	11	Thalweg	80

Subdivision d'hydraulique de la daïra d'AEH

D'après le tableau II.A.8, la commune d'AEH présente un taux de raccordement de 90%, la commune d'Akbil présente un taux de 85% et la commune d'Abi youcef présente un taux de 80%.

II.A.7.2 : Etat du réseau :

Le tableau qui suit représente l'état du réseau des systèmes d'assainissement de la daïra d'AEH avec les anomalies engendrées par le manque d'entretien et la réalisation des réseaux sans aucune étude préalable.

Tableau II.A.9 : Etat du réseau des systèmes d'assainissement

Type de système	Anomalies	Causes
Système des eaux pluviales	<ul style="list-style-type: none"> - Présence de débris d'origine diverse sur plusieurs endroits du système d'évacuation des eaux pluviales ce qui provoque un débordement sur la route. - Embrouillement de terrain sur les Caniveaux 	<ul style="list-style-type: none"> -Absence de grille sur les caniveaux. -Des parties de caniveaux non aménagées.
Système des eaux usées	<ul style="list-style-type: none"> -Présence de dépôt dans les regards. -Débordement des rejets sur la route. -Stagnation des eaux. -Dégagement de mauvaise odeur. -Rejet à l'air libre. 	<ul style="list-style-type: none"> -Manque d'entretien. -Réalisation des réseaux sans étude. -Les normes d'étanchéité ne sont pas respectées dans la construction de certains regards. -Réalisation des collecteurs sans étude.

Pour déterminer les caractéristiques d'une eau usée et connaître son degré de pollution, il est impératif de déterminer ses différentes composantes et les paramètres qui sont mis en jeu. Cependant, selon le besoin nous sommes souvent, amenés à déterminer les paramètres essentiels qui entrent directement dans la conception d'un procédé d'épuration. De plus on conclure dans cette partie que la daïra d'AEH est partiellement assainie et dispose d'un réseau d'assainissement vétusté sans ouvrage de traitement des eaux usées. Pour cela il est nécessaire de réparer ce réseau pour collecter tous les rejets à ciel ouvert pour qu'ils subissent un traitement adéquat avant leurs rejets dans le milieu récepteur.

Partie B : Analyses des rejets de la commune d'Ain El Hammam :

La pollution de l'environnement est diverse et complexe suivant son origine urbaine ou industrielle. Il est donc nécessaire d'identifier cette pollution en faisant appel à des analyses portant sur sa composition chimique et physique pour en assurer un traitement adéquat.

II.B.1: Analyse des rejets domestiques:**II.B.1.1:prélèvement des échantillons:**

L'échantillonnage est une opération à laquelle le plus grand soin doit être accordé car elle conditionne les résultats analytiques et l'interprétation qui en sera donnée [36]. L'échantillon prélevé doit être conservé dans des bonnes conditions, à défaut ces caractéristiques subiront une transformation entre le moment du prélèvement et celui de l'analyse, ce qui faussera les résultats d'analyse.

A cet effet, les prélèvements ont été effectués dans des bouteilles bien propres et appropriées. Au moment de l'emploi, les bouteilles ont été remplies complètement afin d'éviter tout contact avec l'air.

II.B.1.2 : Identification des points de prélèvement :

Pour mieux cerner le problème de l'évaluation de la pollution de la daïra d'AEH une enquête a été effectuée par le Bureau d'Etude National, Eau, Environnement (NEE). Une campagne de prélèvement a été effectuée pour l'analyse des rejets principaux au niveau de chaque commune. Les analyses sont effectuées au niveau du laboratoire de l'ADE de Tizi-Ouzou. Le choix des points de prélèvement tient compte de :

- La densité de la population ;
- Des débits des eaux rejetées ;
- La situation géographique des villages par rapport à la source de l'alimentation du barrage de Taksebt ;

Les points de prélèvement choisis sont les suivants :

- Commune d'Ain el Hammam :

- 1^{er} Point : Rejet eau usée de chef lieu (marché).
- 2^{eme} Point : Rejet eau usée de chef lieu (Route de l'hôpital).
- 3^{eme} Point : Rejet eau usée du village Taourirte T'Menguelet.
- 4^{eme} Point : Rejet eau usée du village Ait Ailem.

-Commune Akbil : 1^{er} Point : Rejet eau usée du village Ait Laziz

-Commune Abi youcef : 1^{er} Point : Rejet eau usée du village (Tazrout + Chef lieu + Tafardout).

Les prélèvements ont été effectués en une seule campagne, en date du 29-03-2005 au niveau des principaux rejets de la daïra.

Les analyses ont été réalisées dans le laboratoire d'analyse de l'ADE d'Alger et Tizi-Ouzou.

II.B.1.3 : Paramètres analytiques :

Les paramètres physico-chimiques pris en compte dans le cadre du projet sont les suivants : Température, pH, MES, DCO, DBO₅, Nitrate, Nitrite, Phosphates Huiles et graisses.

II.B.1.4 : Méthodes d'analyses utilisées :

Le tableau II-1 donne les méthodes d'analyses des principaux paramètres examinés :

Tableau II.B.1 : Méthodes d'analyses utilisées

Paramètres mesurés	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
pH	pH mètre
Conductivité	Conductimètre
Matières en suspension (MES)	Filtration à 105°C
Matières volatiles en suspension (MVS)	Calcination à 55°C
Demande chimique en oxygène (DCO)	Spectromètre
Demande biochimique en oxygène (DBOs)	Manomètre
Phosphate (PO ₄)	Colorimètre
Huiles et graisses	Extraction par solvant
Calcium (Ca ⁺⁺), Magnesium (Mg ⁺⁺), Sodium (Na ⁺)	Analyse volumétrique

Les différents points de prélèvement des échantillons :



**Point de prélèvement du chef lieu
(Route de l'Hopital)**



**Point de prélèvement de village de
Taourirt Menguelette**



Point de prélèvement du chef lieu (Marché)

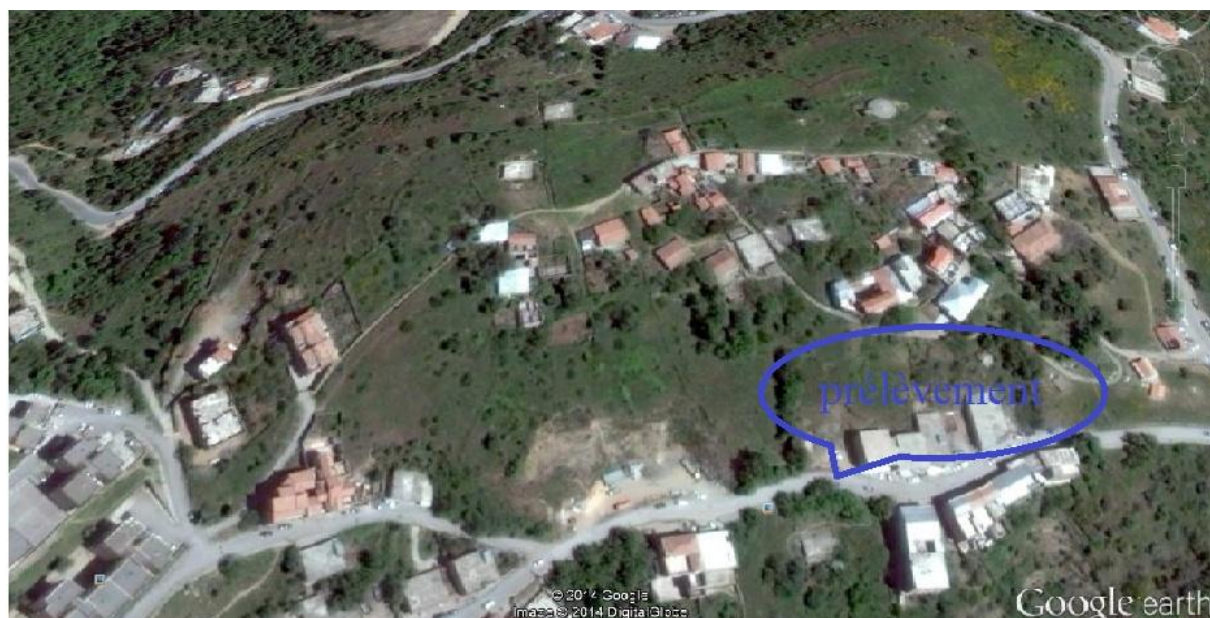


Point de prélèvement du village de Ait Ailem

Figure. II.B.1 : Les différents points de prélèvement des eaux usées dans la commune d'Ain El Hammam (Google earth 2014)



**Figure .II.B.2 : Le point de prélèvement des eaux usées dans la commune d'Akbil
(Google earth 2014)**



**Figure. II.B.3 : Le point de prélèvement des eaux usées dans la commune d'Abi youcef
(Google earth 2014)**

II.B.1.5: Normes à respecter:

Des normes très sévères commencent à être établies pour une utilisation sans risque des eaux qui précisent les teneurs limites de différentes composantes qu'elles soient dissoutes ou transportées.

Le tableau suivant présente les normes utilisées ici en Algérie selon l’OMS.

Tableau II.B.2: Normes de rejets.

Paramètres	unités	Normes des rejets
Température	°C	<30
PH	-	6,5<pH<8,5
Matières en suspension (MES)	mg/l	150 à 500
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	mgd'O ₂ /l	100 à 400
Demande chimique en oxygène (DCO)	mg d'O ₂ / l	300 à 1000
Azote total	mg/l	40 à 45
Phosphore	mg/l	10 à 25
Huiles et graisses	mg/l	20
Détergent	mg/l	1

II.B.2 : Présentation et interprétation des résultats :

II.B.2.1 : Résultats d'analyses

Tableau II.B.3 : Résultats d'analyses des échantillons prélevés.

Paramètres	unité	AEH				Akbil	Abi youcef
		1 ^{er} point	2 ^{eme} Point	3 ^{eme} Point	4 ^{eme} Point	1 ^{er} point	1 ^{er} point
Paramètres physico-chimiques							
pH	/	6,91	6,99	7,09	7,53	7,45	7,47
Température	°C	12	12	12	13	12	12
MES	mg/l	392,5	462,5	457,5	486,25	206,75	35
Paramètres de pollution							
Nitrites	mg/l	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02
Nitrates	mg/l	<5	<5	<5	<5	<5	<5
Phosphates	mg/l	22,3	20,5	18,5	0,62	0,69	<0,09
Analyse fine							
DBO ₅	mgO ₂ /l	250	450	450	460	466	80
DCO	mgO ₂ /l	809,6	1059,52	784,94	1054,8	950,8	118,8
Huiles et graisses	mg/l	88.4	189,6	49,6	126,8	58	11,6

DHW de Tizi-Ouzou.

Pour assurer une bonne activité microbienne et un rendement épuratoire optimal, l'OMS a établi des normes de pollution moyenne des eaux usées résiduaires urbaines à l'entrée du dispositif de traitement pour les pays dont l'Algérie fait partie et qui sont :

Tableau II.B.4 : Normes à respecter.

Paramètres	unités	Normes de pollution
Température	C°	<20
pH	-	6.5 < pH < 8.5
Matières en suspension (MES)	mg/l	<800
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	mgd'O ₂ /l	100 à 400
Demande chimique en oxygène (DCO)	mg d'O ₂ / l	300 à 1000
Nitrate	mg/l	<45
Phosphore	mg/l	10 à 25
DCO/DBO ₅	-	<2,5

II.B.2.2:Interprétation des résultats

- **pH et la Température :**

Les valeurs moyennes des échantillons prélevés sont consignées sur le tableau suivant

Paramètres	AEH	Akbil	Abi-youcef
pH	7,10	7,45	7,47
Température	12,5	12	12

Les valeurs de pH et la température demeurent dans les limites admises pour le bon fonctionnement des activités biologiques.

- **MES**

Paramètres	AEH	Akbil	Abi youcef
MES mg /l	449.69	206,75	35

Les résultats enregistrés pour les trois communes montrent bien que les eaux des rejets restent dans la moyenne des eaux usées domestiques.

- **Nitrites et Nitrates (NO₂⁻ et NO₃⁻)**

Paramètres	AEH	Akbil	Abi youcef
Nitrites	< 0,02	<0,02	< 0,02
Nitrates	<3,87	<5	2

N.B: Les résultats d'analyse indiquent que les valeurs des nitrates et nitrites sont inférieures à la valeur admissible. Ces valeurs montrent qu'il n'y a pas d'apport en nitrate par l'agriculture ou l'industrie.

- **Phosphate :**

Paramètres	AEH	Akbil	Abi youcef
Phosphates	15,48	0,69	< 0,09

N.B : Les valeurs montrent une teneur peu importante en phosphate.

- **DBO₅, DCO :**

Les valeurs de DBO₅ et de DCO ainsi que le rapport DCO / DBO₅ sont consignées dans le tableau suivant :

Paramètres	AEH	Akbil	Abi-youcef
DBO ₅	402,5	466	80
DCO	927,21	950,8	118,8
DCO / DBO ₅	2,30	2,04	1,48

Remarque : on constate que la teneur en azote dans notre effluent est trop faible, donc, les rapports (ratio) DBO₅/N/P ou DCO/N/P ne sont pas effectivement vérifiés, pour cela, on propose d'ajouter des engrais à l'entrée de notre station ou d'amener une eau usée dans une autre station d'épuration puis la mélanger avec notre effluent.

Un effluent brut du type domestique présente les caractéristiques suivantes :

- **DBO₅ de 100 à 400 mg / l ;**
- **DCO inférieure ou égale à 800 mg / l ;**
- **DCO/DBO₅ inférieure ou égale à 2,5 ;**
- **DBO₅/N/P=100/5/1 ou DCO/N/P=250/7/1**

Le tableau ci-dessus fait ressortir que la DBO₅ et la DCO obtenue pour la commune d'Akbil et d'AEH se rapprochent de la norme moyenne des eaux usées urbaines. Le rapport DCO/DBO₅ reste dans la limite admissible c'est-à-dire < 2,5, ce qui montre une eau usée urbaine chargée en matière organique biodégradable.

Conclusion :

L'interprétation des analyses nous a permis de conclure que les eaux usées de la daïra de AEH présentent un caractère biodégradable (DCO/DBO₅ =1.94 <2,5). Elles sont de ce fait aptes à être traitées biologiquement.

II.B.3 : Analyse et interprétation des analyses des rejets d'une huilerie (marges) :

Dans l'industrie des corps gras, particulièrement la production d'huile d'olives, les effluents rejetés présentent une forte charge polluante de couleur brun-violet. Leur rejet direct dans la nature rend difficile le développement de la faune et la flore, par le fait qu'il se forme sur la surface des cours d'eau des films empêchant la pénétration de l'oxygène et de la lumière.

Pour remédier aux nuisances causées par ces rejets dans les cours d'eau, déjà chargés, et sauvegarder la ressource en eau, des systèmes d'épuration adéquats doivent être mis en place. Les marges sont des effluents acides riches en éléments fertilisants et de nature complexe. Ces eaux contiennent:

- 1,8% de substances minérales (le magnésium et le calcium) ;
- 15% de substances organiques composées particulièrement de sucre ;
- 2 à 12% de substances azotées, d'acide organique et de divers contaminants (les poly phénols).

Les résultats d'analyse enregistrés par le rejet d'une huilerie, située dans la commune d'AEH, ont donné les valeurs expérimentales suivantes :

Tableau II.B.5 : Résultats d'analyse d'une huilerie de la commune d'AEH.

Paramètres analysés	Unités	Résultats des rejets	Norme de rejets
PH	/	4.5	6à8
MES	mg/l	27700	30
DBO₅	mg d'O ₂ /l	/	30
DCO	mgd'C-2/l	8 273,2	90
Huile et graisse	mg/l	98	20

DHW de Tizi-Ouzou

II.B.3.1 : Interprétation des résultats :

Les rejets des huileries ont un caractère purement organique, seuls certains paramètres indicateurs de cette pollution seront discutés.

- L'échantillon analysé présente une DCO élevée, 8 273,2mg d'O₂/l. Cette valeur est largement supérieure à la norme (90 mg d'O₂/l) et se trouve au-delà de celle habituellement rencontrée dans une eau usée domestique.
- L'analyse de l'échantillon a donné une teneur en MES de 27 700 mg/l ce qui indique des rejets très chargés en matières solides.

Remarque : L'analyse de cet échantillon montre que le rejet de l'huilerie est très chargé en matières organiques, donc on propose de réaliser un bassin de décantation pour ces huileries.

Chapitre III

Procédés D'épurations Biologique

Introduction

Le développement des activités humaines s'accompagne de manière inévitable d'une production croissante de rejets polluants nuisibles au milieu récepteur, ainsi que les êtres vivants qui vivent dans ce dernier, que se sois végétaux où animaux, par conséquent l'assainissement et l'épuration des eaux usées sont devenus un impératif pour les sociétés modernes.

III.1 : Les principaux procédés d'épuration:

Il existe un très grand nombre de procédés de traitement des eaux résiduaires dont l'application dépend à la fois des caractéristiques des eaux résiduaires et du degré de traitement désiré.

a) Procédé physique :

Ce procédé vise essentiellement à la rétention des matières décantables contenues dans les eaux usées, son but principal est de séparer de la phase liquide les matières solides grossières dispersées il regroupe : Les prétraitements et Les traitements primaires.

b) Procédé physico chimique :

On sous entend par physico-chimiques tous les prétraitements chimiques, électrochimiques et même thermiques utilisés pour différentes opérations allant de la coagulation floculation à la précipitation et l'adsorption.

c) Procédé biologique :

Les procédés biologiques permettent de transformer les matières dissoutes par l'intervention des micro-organismes en éléments floculables facilitant ainsi la séparation de la phase liquide. Cette technique est couramment utilisée dans le cas des effluents urbains à biodégradabilité élevé.

III.2 : Les différentes étapes de traitement :

Les eaux usées peuvent être traitées par divers procédés à des degrés d'épuration et des coûts variables selon le niveau de qualité exigé par le milieu récepteur et les usages de l'eau. Le but de traitement est de séparer l'eau des substances indésirables pour le milieu récepteur. Le processus de traitement peut comprendre plusieurs étapes à savoir :

- Les prétraitements ;
- Le traitement primaire ;
- Le traitement secondaire ;
- Le traitement tertiaire ;
- Le traitement des boues.

III.2.1 : Les prétraitements :

Les prétraitements ont pour objectif d'intercepter les matières les plus grossières et les éléments susceptibles de gêner les étapes ultérieures du traitement. Il comprend :

- Le dégrillage pour réduire les déchets volumineux ;
- Le dessablage pour obtenir une meilleure décantation ;
- Le dégraissage et le déshuilage pour éviter l'encrassement de la station par des corps gras.

➤ **Le dégrillage :**

Le dégrillage sert à éliminer les matières de grandes dimensions avant les autres procédés de traitement pour éviter des obstructions des bassins de décantation. L'opération de dégrillage s'effectue par simple passage des eaux à traiter à travers des grilles on peut distinguer.

• **Grilles manuelles :**

Elles sont réservées aux petites installations, la grille fortement inclinée (angle de 60 à 80° sur l'horizontale) et munie d'un by-pass destiné à éviter le débordement.

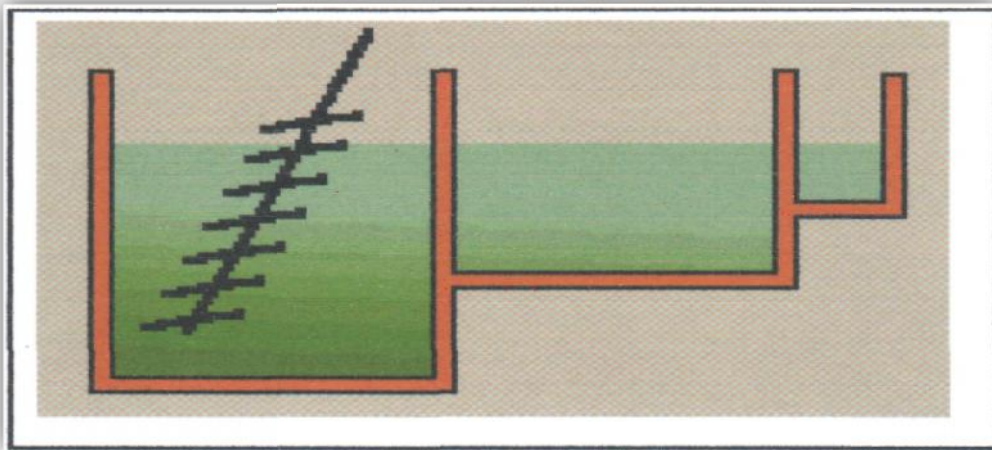


Figure. III.1: Grille manuelle.

• **Grilles mécaniques :**

Elles sont destinées aux grandes installations ; leur nettoyage se fait par des grappins, des râpeaux et aussi par des brosses dures.



Figure. III.2 : Grille mécanique

➤ **Le dessablage :**

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux usées brutes les graviers, sable et particules minérales plus ou moins fines, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites, à protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion, à éviter de surcharger les stades de traitement suivants. La vitesse de sédimentation des particules est en fonction de :

- Leur nature ;
- Leur diamètre ;
- La viscosité du liquide.

Tableau III.1 : La vitesse de sédimentation de quelque matériau

Matériaux	Diamètre (mm)	Masse spécifique (g /cm ³)	Vitesse de sédimentation
Sable fin	0,02-2,00	2,65	1,00-2,00
Limon	0,002-0,02	2,65	0,04-2,00
Argile	0,002	2,65	0,005-0,04
Matière organique	0,01-0,4	1,01	0-0,2

➤ **Le déshuilage et dégraissage :**

Le déshuilage et dégraissage se rapport à l'extraction de toute les matières flottantes légères les plus importantes graisses, huiles. Le principe de déshuilage est l'injection des fines bulles d'air dans un bassin qui permet de faire remonter les huiles et les graisses en surface où elles sont raclées selon le principe de l'écumage.



Figure. III.3 : Photo d'un racleur des graisses.

Ces deux types d'opération, déshuilage et dégraissage sont réalisées ensemble, malgré leur appartenance à deux domaines physiques différents, le dégraissage correspond à la séparation solide, liquide et le déshuilage consiste à une séparation de la phase liquide.

Au niveau de la station d'épuration des eaux usées urbaines, le dégraissage est indispensable en absence d'une décantation primaire.

III.2.2 : Le traitement primaire :

En épuration des eaux usées le traitement primaire est une simple décantation qui permet de supprimer la majeure partie des matières en suspension. Ce sont ces matières qui sont responsables du trouble des eaux usées.

L'opération est réalisée dans des bassins de décantation dont la taille dépend du type d'installation et du volume d'eau à traiter. De la même manière, le temps de séjour des effluents dans ce bassin dépend de la quantité de matière à éliminer et de la capacité de l'installation à les éliminer. Le processus de décantation dépend de plusieurs facteurs tel que :

- Le temps de séjours ;
- La qualité de la suspension ;
- La surface disponible ;
- Le débit ;
- La charge superficielle ;
- Le sens d'écoulement.

Le traitement primaire fait appel à des procédés physiques comme la décantation et à des procédés physico-chimiques tels que la coagulation – floculation.

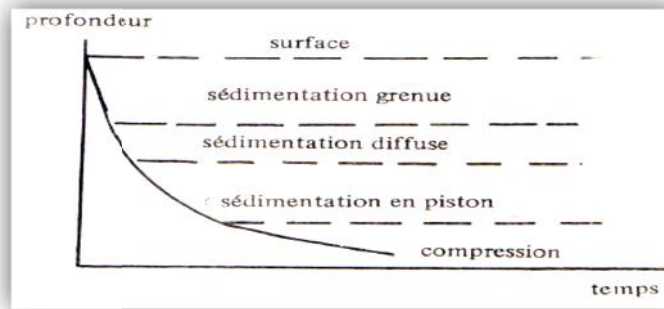


Figure. III.4 : Ouvrage de décanteur

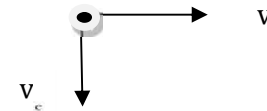
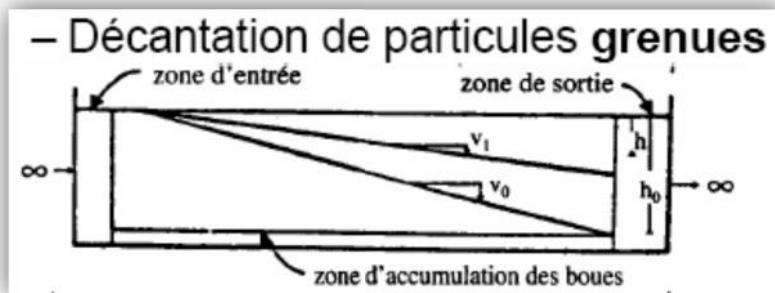
III.2.2.1 : La décantation et la sédimentation d'une particule dans un liquide

Il s'agit d'un procédé de séparation solide/liquide basé sur la pesanteur. On parle de décantation lorsque l'on a en vue l'obtention d'un liquide clarifié, et de sédimentation lorsque l'on cherche à former une boue concentrée.

L'examen d'une courbe de sédimentation laisse apparaître différents aspects qui seront illustrés dans la figure suivante :



- Les différents types de décanteur (décantation)
 - La décantation dans un décanteur rectangulaire :



La possibilité pour que la particule atteigne le fond $\Rightarrow v_c > v_e$ $v_c = \frac{h}{t} = \frac{Q}{S_h}$

h : profondeur du bassin à partir de la particule (m)

t : temps nécessaire pour que la particule atteigne le fond du bassin (s)

Q : le débit traversier ($\frac{m^3}{h}$)

S_h : surface horizontale (m^2)

- **La décantation classique :**

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur.

Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé décanteur pour former les boues primaires.

Le paramètre de dimensionnement pour les ouvrages de décantation classique est essentiellement la vitesse ascensionnelle V . Les particules dont la vitesse de sédimentation est supérieure à la vitesse ascendante sont retenues. À partir de cette vitesse ascensionnelle et le débit Q de temps sec, la surface S des bassins est déterminée par :

$$S (m^2) = \frac{Q (m^3/h)}{v (m/h)}$$

➤ **La décantation lamellaire :**

L'utilisation d'un décanteur lamellaire (voir la figure II.5) permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère donc le processus de dépôt des particules.

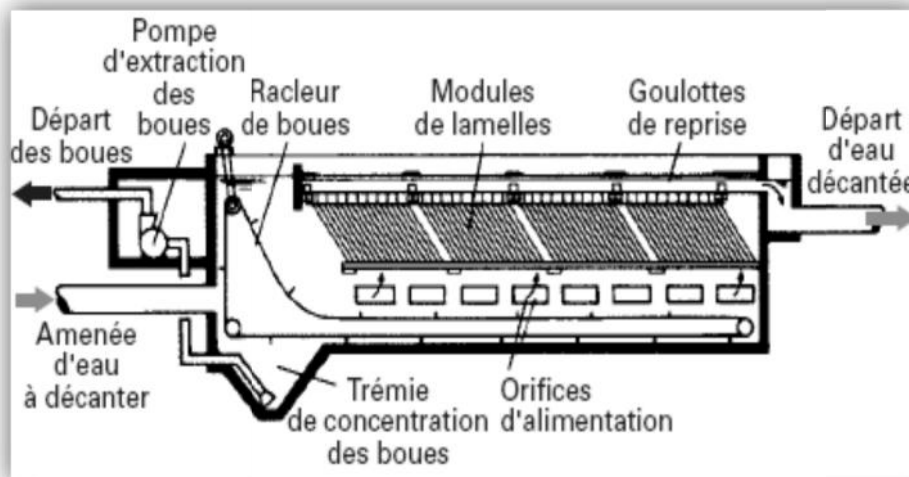


Figure. III.5 : Décanteur lamellaire à contre-courant

✓ Il existe de nombreux types de décanteurs classiques qui se distinguent, d'une part d'après le sens d'écoulement des eaux et, d'autre part, d'après les dispositions adoptées pour l'évacuation des boues :

- décanteur horizontal avec raclage des boues
- décanteur cylindro-conique ordinaire
- décanteur circulaire avec raclage des boues

Le raclage s'effectue au moyen d'un pont racleur qui entraîne une ou plusieurs lames poussant les boues vers une ou plusieurs trémies.

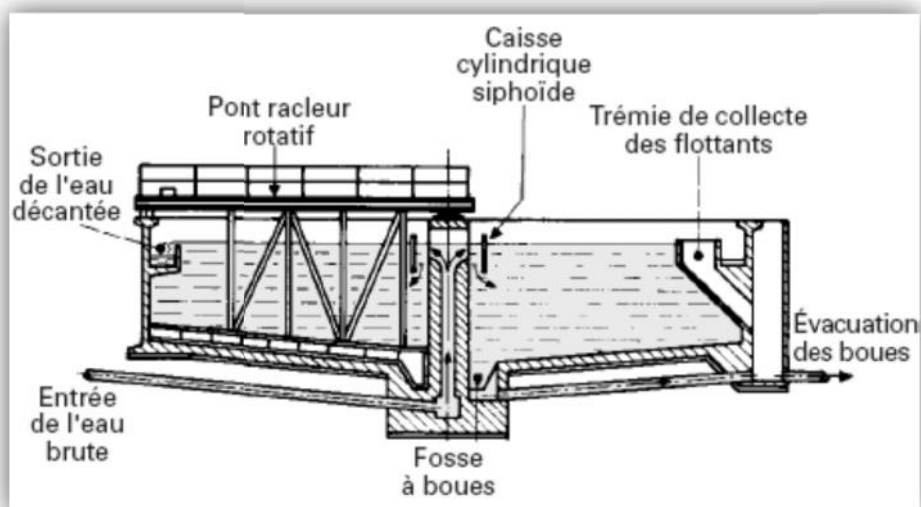


Figure. III.6 : Schéma d'un décanteur circulaire avec raclage des boues

Avec un décanteur classique ou lamellaire sur des eaux domestiques, le pourcentage de matières totales en suspension éliminées est de 50 à 65 %, celui de la DBO₅ éliminée est de 20 à 35 %.

III.2.2.2 : Le traitement physico chimique :

Le traitement a pour but d'éliminer les matières dissoutes et des matières colloïdales qui sont à l'origine de la turbidité et la coloration des eaux. Le principe de ce traitement consiste à augmenter la granulométrie des matières solides ce qui implique la rupture de l'état colloïdale par l'intermédiaire d'un traitement de coagulation et de floculation.

Ce procédé d'épuration permet d'obtenir une élimination quasi-totale des matières en suspension (les fines et les colloïdales). Il peut assurer une réduction de la charge polluante organique (exprimée en DBO₅) des eaux usées domestiques de l'ordre de 70%.

Eau résiduaire + biomasse épuratrice + O₂ → eau purifiée + accroissement de biomasse + gaz résiduaire (CO₂...).

Cette étape de traitement se réalise en deux phases :

- **Coagulation :**

Consiste à déstabiliser des suspensions pour faciliter leur agglomération. Il faut neutraliser leurs charges de manière à réduire leurs forces de répulsion. Ainsi, les colloïdes présents dans les eaux de rivière sont généralement chargés négativement; il faut donc ajouter des coagulants de charge positive tel que les sels de fer ou d'aluminium, minéraux ou cations trivalents employés notamment dans le traitement de l'eau potable. En eaux industrielles, on utilise plutôt des coagulants organiques.

- **Floculation :**

Permet l'agglomération des particules neutralisées par la coagulation. Les floculants, polymères organiques de synthèse (anioniques, neutres ou cationiques), piègent dans leurs mailles les petites particules déstabilisées pour former un floc. Les floculants existent sous forme solide, en billes ou en solution, floculants minéraux: farines de gaur, produit à base d'algues.

- ✓ **Avantage:**

- généralement pour des collectivités de taille moyenne ou importante (>20000 EH) ;
- bonne élimination des MES et du Phosphore ;
- adaptation aux variations de charges (zone touristiques, industrielles) ;
- insensible au non biodégradabilité des effluents ;
- compacité de l'installation et faible emprise au sol. Cela offre une facilité de couverture et donc de désodorisation et par là une meilleure intégration dans l'environnement (adapté aux zones de montagne, au littoral, aux zones urbaines denses, etc.).

- ✓ **Inconvénients:**

- peu adapté aux petites collectivités sans automatisation et sans personnel permanent ;
- élimination incomplète de la pollution organique et de l'azote ;
- coûts d'exploitation élevés (réactifs) ;

- automatisation de l'injection pas toujours satisfaisante pour faire face aux brusques variations de charge ;
- production importante de boues putrescibles.

III.2.3 : Le traitement secondaire :

Le traitement secondaire a pour objectif d'éliminer la pollution dissoute ou colloïdale. Ce traitement peut être de type : Physico chimique ou biologique.

L'épuration biologique a pour but d'éliminer la matière polluante biodégradable contenue dans l'eau domestique (décantée ou non) en la transformant en matières en suspension. C'est le procédé le plus utilisés pour restaurer la qualité de l'eau en la débarrassant de ses principales impuretés, pourvu qu'elles soient biodégradables et ne contiennent pas de toxiques.

L'épuration biologique consiste à mettre la matière organique contenue dans les eaux usées au contact d'une masse bactérienne active en présence d'oxygène. Composée essentiellement de bactéries celle-ci va se nourrir de la matière organique et la dégrader.

Elle reproduit dans des réacteurs spécifiques un phénomène qui se serait déroulé naturellement dans les rivières.

Les stations d'épurations font en quelque heurs ce que dans la nature dure quelque jours. Cette accélération de la dégradation biologique s'explique par les faits suivant :

- Le nombre de bactéries par unité de volume est très élevé ;
- Le maintien d'une alimentation élevé en oxygène ;
- Séparation et refoulement de l'eau épuré et le surplus de boue pour éviter l'accumulation des produits de métabolisme toxique. L'épuration biologique des eaux usées fait appel à deux types de procédés :
 - Les procédés extensifs ;
 - Les procédés intensifs.

1. Les procédés extensifs :

Ces procédés nécessitent d'importante superficie et un temps de séjours assez long. On distingue :

a) L'épandage :

C'est le procédé le plus ancien, il consiste à déverser directement sur le sol perméable des eaux usées, ou les granulats constituant le sol sont alors un matériau de support de micro organisme, ces derniers servent à dégrader la matière organique.

✓ **Avantage :**

- Procédé simple et très économique ;
- Permet la fertilisation des sols pauvres.

✓ **Inconvénients :**

- La contamination des nappes par les eaux usées qui s'infiltrer à travers le sol ;
- Risque de colmatage des sols ;
- L'intoxication à travers la chaîne alimentaire.

b) Lagunage :

Le lagunage constitue une technique particulière d'autoépuration des eaux, faisant intervenir des éléments naturels tel que le soleil, les algues.

Le principe consiste à établir un écoulement lent des eaux polluées par gravité dans une série de bassins, communément appelés lagune ou étang, l'oxygène est apporté par les échanges avec l'atmosphère au niveau de plan d'eau. On distingue principalement deux types de lagunage :

- lagunage naturel ;
- Lagunage aère.

- **Lagunage naturel :**

L'épuration par lagunage naturel repose sur la présence équilibrée de bactéries aérobies en culture libre et d'algues. L'oxygène nécessaire à la respiration bactérienne est produit uniquement grâce aux mécanismes photosynthétiques des végétaux en présence de rayonnement lumineux,

L'épuration se déroule naturellement par passage de l'eau dans une succession de bassin, le passage d'un bassin à l'autre est gravitaire et dépend uniquement du niveau de l'eau dans ces derniers, ce sera donc un transfert par "vases communicants"

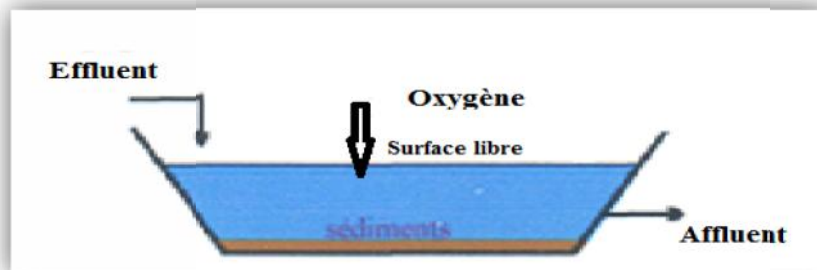


Figure. III.7 : Lagunage naturel.

- **Lagunage aéré :**

Lorsque les conditions de terrain permettent une étanchéité naturelle par simple compactage, le lagunage aéré, malgré une consommation électrique, possède des avantages économiques de fonctionnement en raison des faibles besoins de main d'œuvre et du coût d'investissement modéré.

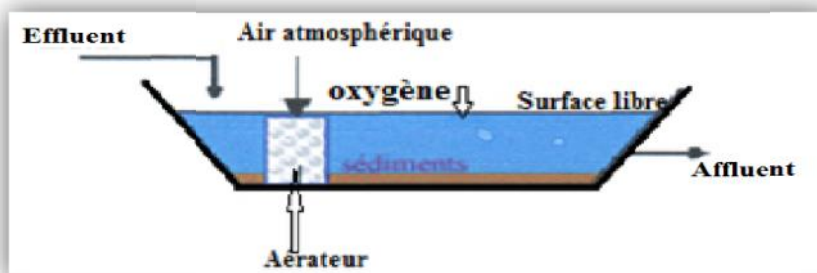


Figure. III.8: Lagunage aéré

Tableau III.2: Les avantages et inconvénients des différents lagunages.

Filière	Avantages	Inconvénients
Lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> -Facilité d'exploitation ; -Accordement électrique inutile si la dénivelé est favorable ; -Elimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote ; - Bonne élimination des pathogènes ; -Bonne intégration paysagère 	<ul style="list-style-type: none"> -Emprise au sol importante ; -Contraintes de nature de sol et d'étanchéité ; -Variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ; -Maitrise limite de l'équilibre biologique et des processus épuratoire
Lagunage aère	<ul style="list-style-type: none"> -Tolérant aux effluents très concentré ; - Traitement conjoints d'effluents domestique et industriel biodégradable ; -Entretien faible, stabilité de qualité de l'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> -Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; -Présence de matériels mécaniques nécessite un entretien spécifique ; -Forte consommation énergétique.

2. Les procédés intensifs :

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs. Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organique

a) Procédés à culture fixe :

Ces procédés s'inspirent des effets épurateurs du sol.

- **Lit bactérienne :**

C'est un procédé d'épuration qui utilise des bactéries fixées sous forme du lit dont le principe de fonctionnement consiste à faire ruisseler l'effluent à traiter préalablement décanté sur une colonne garnie d'un matériau granulaire minérale ou plastique, l'aération du lit bactérien se fait de bas en haut par injection d'air à travers une buse perforée. L'écoulement de l'eau charge de la pollution organique dissoute, et les micro-organismes vont induire un développement de la biomasse qui va se fixer sur le garnissage on développant un bio film.

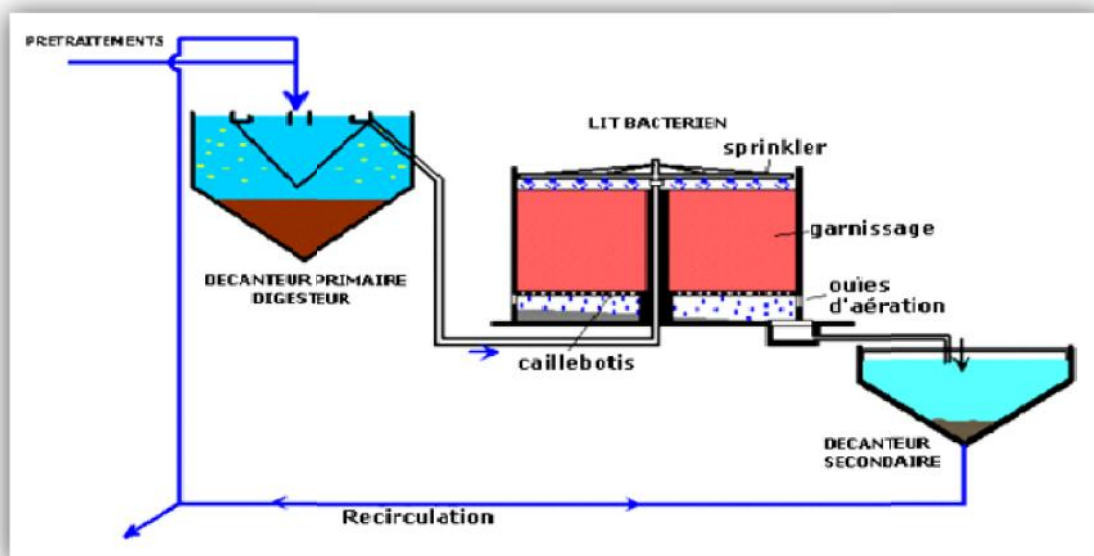


Figure. III.9 : Schéma d'un procédé d'épuration par Lit bactérien.

Il existe deux types de garnissage :

1. Les garnissages traditionnels :

Sont généralement remplis de pierres concassées, graviers, granit. Ces garnissages sont très denses et peu onéreux mais ils sont lourds et difficiles à manipuler, l'utilisation de ces garnissages est contrariée par leur faible porosité par conséquent la vitesse d'écoulement est faible (dépasse rarement les 2m/ h), ce qui limite leur application aux effluents peu chargés.

2. Les garnissages modernes :

De nature plastique ont la propriété d'être légers et de présenter une grande porosité qui augmente le flux traité donc de rendre ces ouvrages adaptables à des effluents plus importants. Ces garnissages peuvent traiter des effluents chargés avec des vitesses allant jusqu'à 5 m/h. La hauteur de ces lits peut atteindre 12 m.

✓ **Avantage :**

- Entretien simple mais régulier ;
- Consommation énergétique modérée ;
- Absence de décanteur secondaire ;
- Moindre occupation du sol.

✓ **Inconvénients :**

- Sensibilité au froid notamment en période hivernale ce qui abaisse le rendement ;
- Sensibilité accrue au colmatage ;
- Source d'une mauvaise odeur ;
- Faible élimination de l'azote et du phosphore.

• **Disque biologique :**

Le système est constitué d'une série de disques fixés autour d'un arbre métallique partiellement émergé dans un canal où s'écoule l'eau à épurer.

Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques, les disques étant semi émergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée. Les performances de ce procédé sont liées à :

- La profondeur d'immersion des disques ;
- La vitesse de rotation des disques ;
- La température doit être comprise entre 13°-29°C.

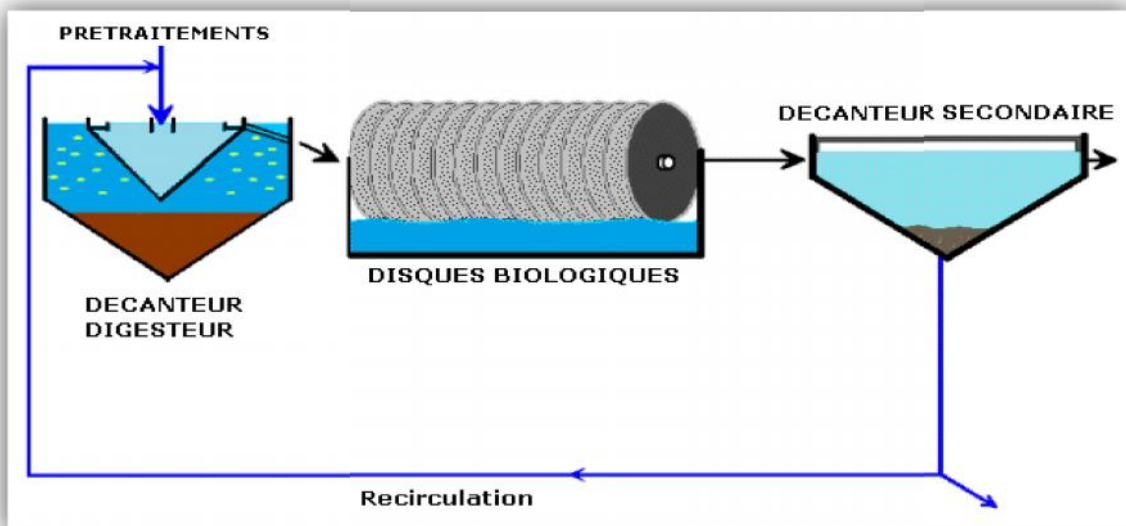


Figure. III.10 : Schéma d'un procédé d'épuration par disque biologique

✓ **Avantage :**

- Ce procédé est d'une extrême simplicité d'exploitation;
- Consommation énergétique modérée ;
- Boue bien épaisse par décanteur-digesteur.

✓ **Inconvénient :**

- Les disques ne s'adaptent pas au traitement à forte charge ;
- Coût d'investissement assez élevé ;
- Abattement limité de l'azote.

b) Procédés à culture libre :

Ils reproduisent l'effet épurateur des rivières et des étangs. Ils font appel à la technique des boues activées.

Conclusion :

Pour bien protéger notre environnement qui est la source de nos besoins vitaux, il est impératif de mettre en place un système de traitement par voie biologique on passant par ces différentes étapes et dans le cas où le degrés de pollution est important dans une eau résiduaire on propose l'adoption du processus par boue activée comme moyen de traitement, en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure, ce qu'on va voir dans le chapitre qui suit.

Chapitre IV

Procédé D'épuration
Par Boues Activées

Introduction :

L'épuration par les boues activées est un procédé relativement récent. Il est mis au point en 1914 par **ARDERN et LOCKETT**. Ce procédé est défini comme étant l'intensification de l'autoépuration des cours d'eau. Il consiste en un réacteur biologique aérobie, où les microorganismes flottent librement dans un liquide aéré, la biomasse assimile la pollution biodégradable dissoute et la transforme en flocons de boues (flocs) qui donnent le nom de la technique "Boues activées».

IV.1.Description :

Ce procédé représente 80% des stations d'épuration dans le monde, il est composé d'un ou de plusieurs bassins d'aérations dans lesquels les eaux usées chargées de matière organique dissoute et agitées mécaniquement par des turbines.

IV.2.Principe de fonctionnement :

Le principe de fonctionnement de ce procédé consiste à provoquer le développement d'un floc bactérien dans un bassin alimenté en eau à traiter en brassant suffisamment le milieu pour éviter la décantation des flocons et lui fournissant l'oxygène nécessaire à la prolifération des micro-organismes.

Le bassin d'aération est impérativement suivi d'un clarificateur qui assurera la séparation de l'effluent épuré des boues. Une partie des boues est envoyée dans l'aérateur pour provoquer un réensemencement permanent, l'autre partie doit faire l'objet d'un traitement, le clarificateur fait donc partie intégrante d'un procédé de boues activées.

Le principe de fonctionnement de base d'un procédé à boues activées est représenté par la figure ci-après :

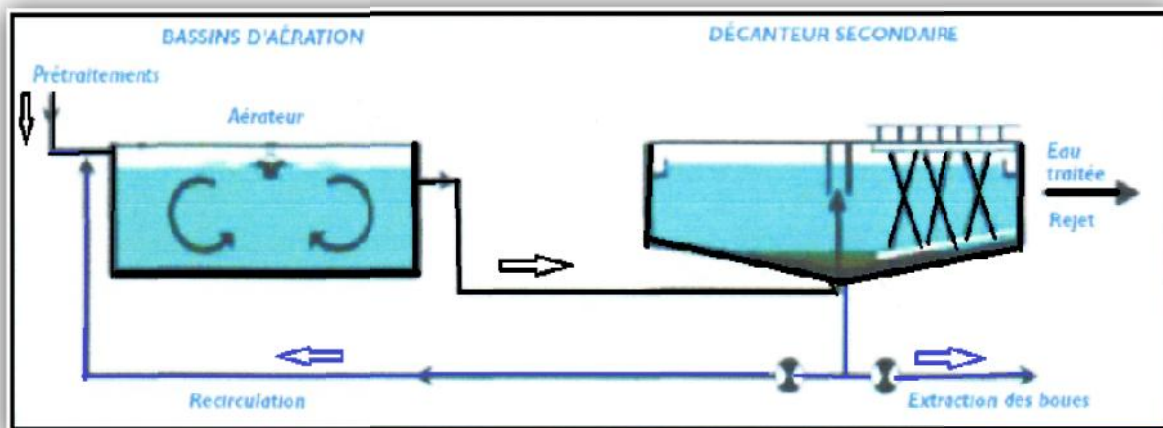


Figure. IV.1: Schéma de principe de l'épuration par boues activées.

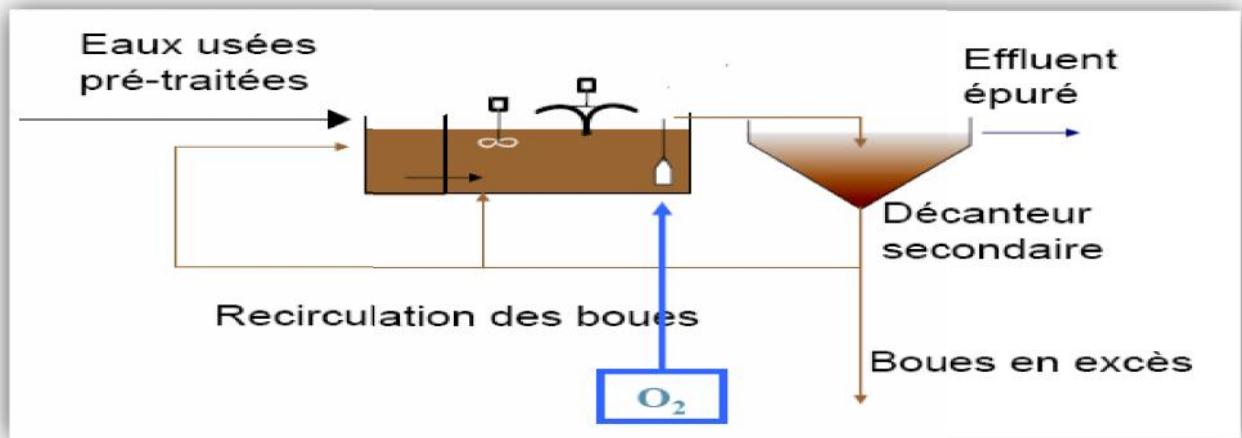


Figure. IV.2 : Schéma général de l'installation

-Avantages et inconvénients du procédé à boues activées :

• **Avantage :**

- La réduction du temps de séjour de la pollution ainsi que les surfaces des terrains utilisés ;
- Le ré-circulation de la culture bactérienne ce qui conduit à un enrichissement du bassin pour les micro-organismes épurateurs ;
- L'augmentation de la vitesse d'épuration et une qualité de l'eau épurée meilleure.

• **Inconvénients :**

- Le coût des installations à boues activées très élevé, vu l'équipement qu'elles comportent (ouvrage en béton, ouvrage métallique, appareillages électromécaniques,...) ;
- L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente ;
- Le bon rendement repose sur le bon fonctionnement des aérateurs.

IV.3.Bases de dimensionnement d'un procédé par boue activée.

Le dimensionnement d'une installation de traitement par boues activées, des rejets industriels ou urbains, requiert la connaissance d'un certain nombre de paramètres qui sont :

- Le volume de bassin d'aération ;
- Les besoins en oxygène ;
- La production des boues en excès ;
- Les caractéristiques de décantation de la biomasse épuratrice ;
- Les conditions de fonctionnement.

Les principaux paramètres qui déterminent la performance d'un procédé d'épuration sont les suivants :

a) Facteurs de charges :

On définit les caractéristiques d'un réacteur par deux facteurs :

- La charge massique C_m ;
- La charge volumique C_v .

• **Charge massique (Cm) :**

La charge massique ou facteur de charge exprime le rapport entre la masse du substrat polluant (DBO₅) entrant quotidiennement et la masse de boue contenues dans le réacteur, elle est exprimée en Kg DBO₅/Kg de matière sèche.

$$Cm = \frac{Q \cdot So}{Xt \cdot V} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

- Cm (Kg DBO₅/Kg MES/j) : Charge massique ;
- Q (m³/h) : Le débit moyen journalier ;
- So (Kg/m³) : La concentration en DBU₅ de l'eau à traitée ;
- Xt (Kg/m³) : La concentration en MES dans la boue ;
- V (m/s) : Volume du bassin d'aération.

Cette notion de charge massique est importante car elle conditionne pour une boue activée sont rendement épuratoire ; les faibles charges massiques correspondent à des rendements épuratoires élevés, les fortes charges correspondent à des rendements plus faibles.

• **Charge volumique :**

Elle représente la quantité de pollution (flux de pollution) apportée par jour et par m³ de réacteur elle s'exprime en kg DBO₅/m³.j.

$$Cv = \frac{DBO5 \text{ (entré (Kg./j))}}{\text{volume du bassin } m^3} = \frac{L_0}{V} \text{ (kg/m}^3 \cdot \text{j)} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

- L₀ : Concentration moyenne de DBO₅ entrante en Kg/J.
- X_t : Masse totale des MVS (des boues) dans l'aérateur en Kg.
- V : Volume de l'aérateur en m³.

NB : $X_a = \frac{Cv}{Cm}$ (X_a : concentration des MVS dans le réacteur).

b) Age de boue :

L'Age de boue est la durée d'aération subie par la boue avant sont élimination. Il se définit comme étant le rapport entre la quantité de boue dans le bassin et celle extraite quotidiennement, il précise le temps de séjour moyen des boues dans l'aérateur.

$$= \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{X_a \cdot V}{\Delta X} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

- X_t : Masse totale des MVS (des boues) dans l'aérateur en Kg.
- X : Masse des boues extraites quotidiennement en Kg/J.
- V : Volume de l'aérateur en m³.

c) Indice de Mohlman (I_M) :

Cet indice définit le volume de boue activée décantées en 30mn (en ml) par rapport à la masse de résidu sec de ces boues

$$I_M = \frac{V}{M} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

V : volume de boue obtenu après 30 mn de décantation d'un litre de boue activée ;
M : masse des matières en suspension dans le bassin de boue activée.

Des valeurs de l'indice élevées correspondent à une mauvaise décantation de la boue.

Une boue dont la structure assure une bonne décantation a un indice I_M compris entre 80 et 150. En dessous de 50, la boue a un aspect granuleux et risque de former des dépôts, au-delà de 150 à 200, la boue est en gonflement (bulking) et décante mal.

d) Indice de Dinaldson (I_D) :

C'est l'inverse de l'indice de Mohlman, la relation entre les deux indices est donnée par la relation suivante : $I_D \cdot I_M = 100 \dots\dots\dots (IV.5)$

IV.4 : Evolution de la DBO

La matière organique de la masse bactérienne évolue en fonction du temps d'aération. Lors d'une insufflation d'air dans une eau usée urbaine décantée qui contient naturellement une population microbienne variée. On assiste à une évolution progressive de la masse totale des micro-organismes qui croit, se stabilise puis décroît tandis que la DBO de l'effluent diminue de façon continue mais à un rythme variable. Une analyse plus poussées du phénomène permet de distinguer quatre phases principales figure IV.2.

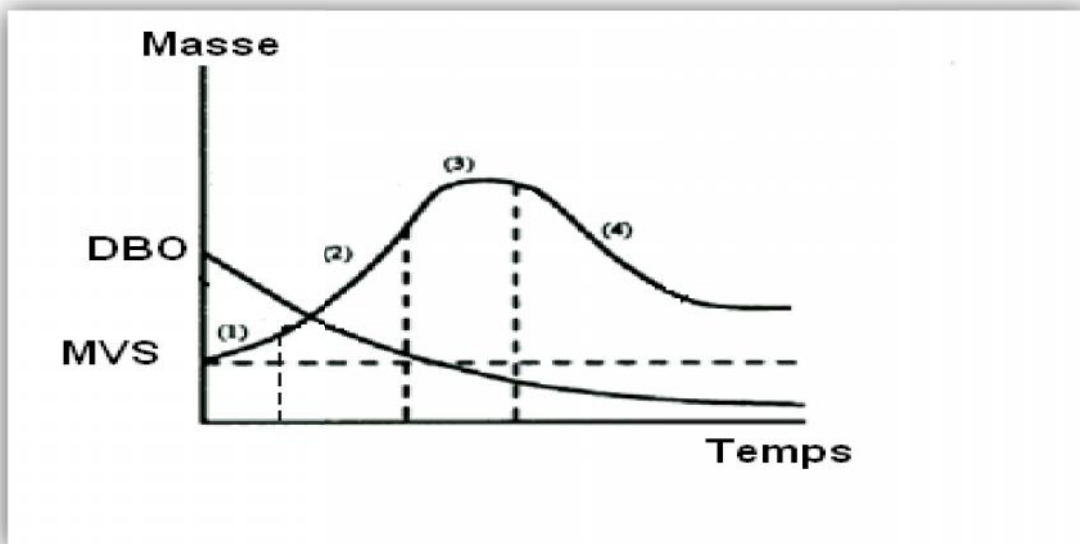


Figure IV.3 : Développement d'une culture bactérienne

Phase 1 (Phase de latence):

Elle correspond à l'adaptation des micro-organismes au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle ou faiblement positive.

Phase 2 (Phase de croissance exponentielle):

Le milieu riche en nourriture permet un développement rapide des bactéries.

La DBO diminue rapidement, la consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne. La masse des matières volatiles en suspension (M.V.S) augmente (car elle est retenue par les flocons bactériens). C'est la phase de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne.

Phase 3 (Phase de croissance ralentie):

Au cours de cette phase il y a un ralentissement de la croissance bactérienne dû à l'insuffisance de la nourriture. On observe alors un début de plafonnement de la masse de M.V.S

Phase 4 (Phase endogène) :

Dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organismes. C'est la phase endogène. L'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux.

IV. 5 : Le bassin d'aération (réacteur biologique).

Le bassin d'aération a pour rôle d'effectuer une dégradation intense de la matière organique présente dans les eaux usées et la nitrification. La matière carbonée est oxydée jusqu'à la forme CO₂, l'azote qui arrive à la station d'épuration sous forme organique et d'ammonium est oxydé jusqu'à la forme nitrate.

Avant rejet de l'eau dans le milieu aquatique naturel, la biomasse est séparée de l'eau épurée par décantation dans un clarificateur. Une partie de la biomasse est purgée (ce sont les boues de stations d'épuration) et une partie est remise dans le circuit de manière à maintenir une masse suffisante de micro-organismes pour effectuer l'épuration (en général autour de 4g/l de MES). On cherche à maintenir la biomasse sous forme de flocons de taille supérieure à 50µm pour faciliter la décantation.

Le bassin d'aération peut être avoir de nombreuses configurations différentes. Les sous-parties qui suivent présentent quelques types de configurations fréquemment rencontrées.

- Bassin à flux piston ;
- Bassin à mélange intégral ;
- Bassin à bouche fermée.

L'aération est un des paramètres qui joue sur l'aptitude des boues à décanter et un déficit d'aération a pour effet d'augmenter le volume des boues.

On cite deux types d'aération qui sont:

- **L'aération par air sur pressé :**

Cette méthode consiste à injecter de l'air sous pression dans la masse liquide à l'aide d'un diffuseur poreux, plaque perforée ou par diffuseur à large orifice.



Figure. IV.4 : Photo d'un diffuseur poreux

- **L'aération de surface :**

Elle est effectuée par des appareils qui assurent principalement la dissolution de l'oxygène par projection de l'air dans l'eau à aérée, on distingue des aérateurs de surface en brosse et des turbines d'aération.



Figure. IV.5 : Photo d'une turbine d'aération.

IV.6 : Le clarificateur (décanteur secondaire) :

Cet ouvrage est destiné à capter les flocons des boues activées issus de l'ouvrage de traitement (bassin d'aération) et à les restituer dans le circuit de traitement.

Le clarificateur a une fonction de séparation de phase (clarification) et une fonction d'épaississement afin de ramener la boue activée la plus concentrée dans le réacteur biologique. Il se caractérise par des charges hydrauliques lentes (vitesse ascensionnelle limitée, recommandée inférieure à 0,6m/h) et par un retour rapide des boues décantées.

En final de la phase de clarification, l'eau épurée rejoint le milieu naturel. Voire parfois une désinfection préalable nécessaire selon la nature de ce milieu.

IV.7 : Les variantes du procédé à boue activée :

Les procédés à boues activées ont été classés en trois catégories en fonction de la charge appliquée sur le bassin d'aération, tableau (III.B.3)

Ainsi, une station d'épuration par boues activées peut fonctionner dans des conditions de forte charge appliquée avec des âges de boues de 1 à 4 jours, de moyenne charge appliquée avec des âges de boues de 4 à 10 jours ou de faible charge appliquée avec des âges de boues de 10 jours et plus.

Tableau. IV.1: Conditions de fonctionnement du bassin d'aération d'épuration à boues activées.

Variantes Charges	Faible charge	Moyenne charge	Forte charge
Charge massique Appliquée(Cm) (KgDBO₅/kgMVS.j)	0,10 Cm 0,20 Cm 0.07 (Aération prolongée)	0,20< Cm <0,50	0,50<Cm< 1,2
Charge volumique appliquée (Cv) (kg DBO₅/m³.j)	0,30 Cv 0,50	0,5<Cv<1,5	1,5<Cv<3
Concentration en boues(X)	4g MVS /l	3g MVS /l	2 à 4g MVS /l
Age de boues (A)	10à30j	4à10j	1.5à4 j
Observations	Rendement 90% Nitrification possible	Rendement de 80à90% Nitrification aux températures élevées	Rendement< 80%

IV.8 : Les différents procédés à boue activées :

- **Les procédés conventionnels :**

L'eau usée, après avoir subi un traitement primaire passe dans un long bassin où l'écoulement est de type piston. L'élimination des pollutions, la demande en oxygène, l'état des boues varie tout le long de l'ouvrage. L'inconvénient de ce procédé réside dans l'hétérogénéité du milieu de l'entrée à la sortie du bassin. Il ne s'adapte pas au changement du régime (variation de débit, et de la concentration en produits toxiques), ce qui pourrait compromettre le rendement de l'épuration.

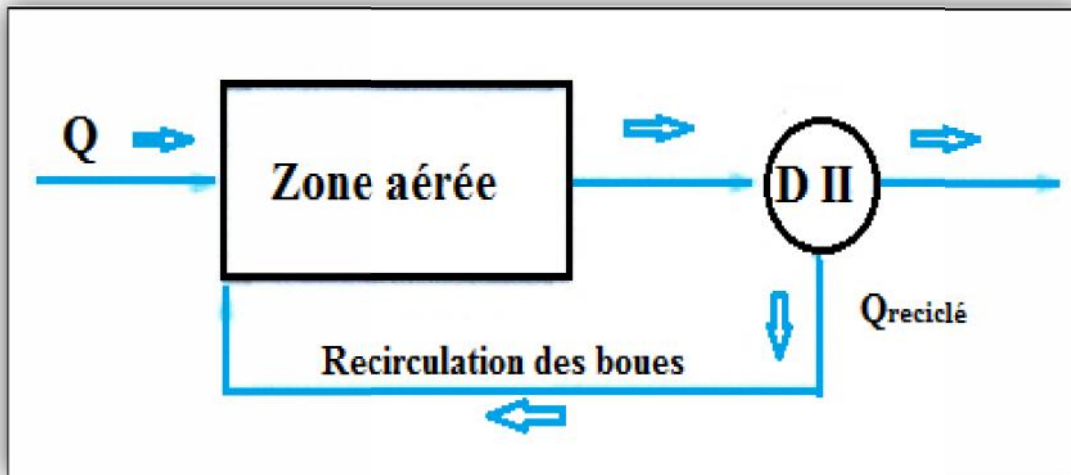


Figure. IV.6: Schéma du procédé conventionnel

- **Les procédés à mélange intégrale :**

Le bassin à mélange intégral est un réacteur homogène (totalement en théorie) où les concentrations en boues, en O_2 et en substrat résiduel sont identiques en tout point de réacteur.

Dans ce type de bassin, l'effluent brut est immédiatement dispersé dans le réacteur et le liquide interstitiel représente l'effluent traité.

Un des avantages des réacteurs à mélange intégral est la faible sensibilité aux surcharges dues aux pointes de pollution compte tenu de l'effet dilution.

On peut distinguer parmi les configurations du procédé à mélange intégral :

- Les fossés d'oxydation qui sont de grands bassins rectangulaires,
- Les carrousels (bassins de forme ellipsoïdale).

- **Les procédés par alimentation étagée :**

Ce procédé consiste à introduire l'eau à traiter tout le long du bassin afin d'égaliser les charges polluantes et la demande en oxygène. Les boues recyclées sont admises à l'entrée du bassin d'aération.

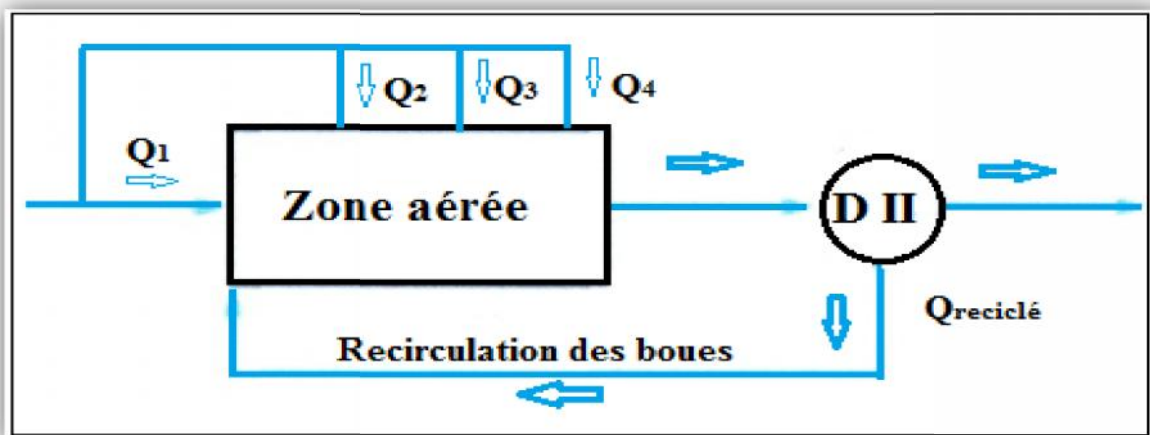


Figure. IV.7 : Schéma du procédé par alimentation étagée.

- **Le procédé à contact stabilisation :**

Ce procédé est utilisé pour le traitement des eaux résiduaires dont la DBO_5 est essentiellement en suspension ou sous forme colloïdale.

Le principe consiste à mettre en contact l'eau usée et une boue activée stabilisée pour une courte durée ($\frac{1}{2}$ heure généralement) puis les séparer par décantation et stabilisation de la boue sous forme concentrée, ce qui permet une économie de 40% environ de volume par rapport à un procédé normal.

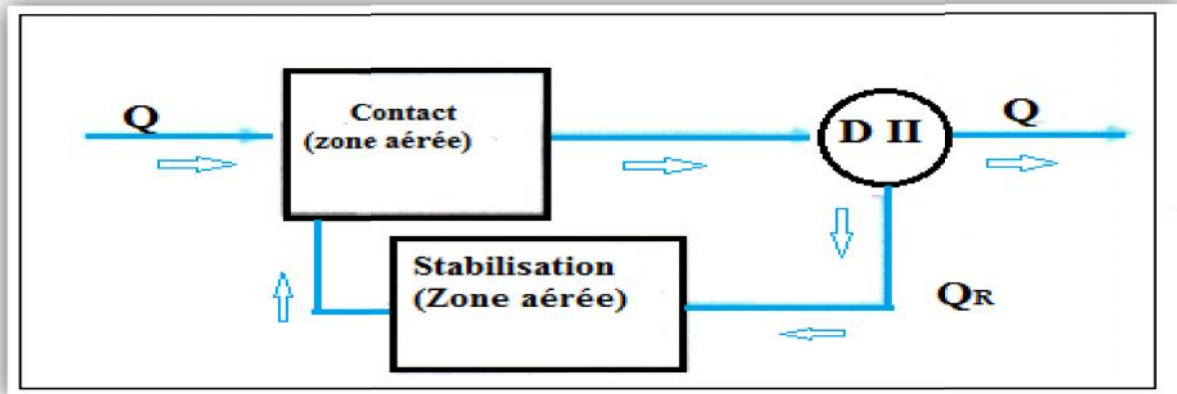


Figure. IV.8: Schéma du procédé à contact stabilisation.

IV.8. 1 Origine et composition des boues

La composition des boues urbaines dépend de la nature de la charge polluante des effluents bruts et des techniques de traitement. On distingue ainsi :

- **Les boues primaires**, obtenues au niveau des décanteurs primaires par séparation physique des matières en suspension décantables organiques et minérales ; les boues extraites, à des concentrations de l'ordre de 50 g/l, présentent un taux de matières organique de 50% à 70%. Ces boues dites «boues fraîches» sont extrêmement fermentescibles ;

- **Les boues physico-chimiques**, engendrées par la formation d'un complexe entre la quasi-totalité de la pollution particulaire et colloïdale de l'eau et les réactifs injectés. Ces réactifs se trouvent dans les boues sous forme d'hydroxydes métalliques ou de précipités minéraux (sulfates, phosphates, etc.). ces boues présentent un taux de matières organique de 40% à 65% selon le conditionnement chimique appliqué, pour des concentrations variant de 10 à 60 g/l, selon le procédé de décantation ;

- **Les boues biologiques**, issues des métabolismes de la pollution organique biodégradable (soluble et colloïdale) au cours d'une épuration biologique à cultures libres (boues activées) ou fixées (lits bactérien, bio filtres) ces boues sont également récupérées à des concentrations de quelques grammes par litre (20 à 30 g/l) pour un taux de matière organique de l'ordre de 50% à 70%. Elles sont fermentescibles.

Remarque :

Il est important de signaler que la composition des boues biologiques varie en fonction de la nature du substrat dégradé, de la charge appliquée de fonctionnement de bassin biologique et, éventuellement, du traitement de stabilisation des boues (aérobie ou anaérobie).

IV.8.2 : Principaux dysfonctionnements observés :

Les stations d'épuration utilisant le procédé à boues activées sont parfois sujettes à des défaillances qui limitent la fiabilité des performances épuratoires.

Ces problèmes sont apparus très tôt avec le développement des boues activées, mais leur fréquence s'est accrue au cours des vingt dernières années avec l'introduction des systèmes conçus pour l'élimination de l'azote et du phosphore.

De nombreux facteurs sont susceptibles d'affecter le comportement des boues activées. Certains sont liés à la qualité du substrat c'est-à-dire à la composition de l'eau usée, d'autres à la conception et au mode d'exploitation du système biologique. Les problèmes d'exploitation les plus rencontrés sont mentionnés dans le tableau qui suit.

Tableau. IV.2 : Les dysfonctionnements des stations d'épuration utilisant le procédé à boue activée.

Dysfonctionnements	causes
<ul style="list-style-type: none"> -Mauvaise décantation et aspect floconneux de la boue -Augmentation de l'indice de Mohlman. -Odeur d'œufs pourris possible (bulking). 	<ul style="list-style-type: none"> -Effluents septiques : présence d'hydrogène sulfuré. -Explosion de la croissance bactérienne assimilatrice de soufre (beggiatoa, thiothrix, etc.) entraînant un foisonnement de boues floconneuses, développement de boues floconneuses qui s'opposent à la décantation (légèreté et grande surface de frottement). -Surcharge organique (rinçage de réseau) avec carence en aération. -Défaut de brassage du bassin d'aération.
<ul style="list-style-type: none"> - Développement de mousses d'aspect visqueux en surface des bassins. - Mauvaise décantation. 	<ul style="list-style-type: none"> -Carence notable en azote (effluent non strictement urbain : raccordement d'industriels ou d'artisans).
<ul style="list-style-type: none"> - Boues faiblement agglomérées. - Teneur en MES à la sortie anormalement élevée. 	<ul style="list-style-type: none"> -Croissance dispersée des bactéries. -Surcharge organique très importante traitement en forte charge massique.
<ul style="list-style-type: none"> - Remontées de boues en surface de clarificateur 	<ul style="list-style-type: none"> -Période anoxique courte dans le bassin d'aération. -Dénitrification au fond de clarificateur : libération de micro-bulles d'azote et entraînement des boues en surface

- Nitrification faible.	-Age de boues trop faible : extraction trop importante. -Age des boues correct : aération trop faible.
- Dénitrification faible.	-Temps d'anoxie trop court dans les bassins. -Recirculation trop faible de la liqueur mixte (filière anoxie en tête). -Rapport DBO ₅ /N trop faible.

IV.9 : Traitement tertiaire :

La sensibilité de certains milieux récepteurs, les besoins de potabilisation d'une eau, ou la réutilisation de l'eau épurée à des fins agricoles peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés. Il s'agit notamment d'éliminer la pollution azotée et phosphorée responsable de nuisances particulières (eutrophisation, désoxygénation de l'eau, danger pour la santé....) et élimination des germes photogènes. Ce traitement comprend :

- L'élimination de la pollution azotée ;
- L'élimination de la pollution phosphatée ;
- La désinfection.

- **L'élimination de la pollution azotée :**

Dans les eaux usées urbaines et les rejets des industriels, l'azote se présente souvent sous forme soluble et organique ou sous forme d'ammonium. L'apport en azote nitrique lié à l'usage des engrais en agriculture.

L'azote contenu dans les eaux usées peut être éliminé par réaction physico chimique ou par voie biologique, les procédés physico chimiques ne sont guère applicables en traitement des eaux usées résiduaires urbaines car, soit à cause de leur faible rendement, ou bien leur coût élevés, les procédés biologiques sont plus compétitives et les mieux adaptés au traitement de l'azote des eaux usées domestiques, en raison de leur facilité de mise en œuvre, de leur coûts modérées et de la possibilité de combiner l'élimination des pollutions carbonées et azotées.

Dans une station conçue pour éliminer l'azote biologiquement est la résultante de quatre opérations, que montre la figure ci-après:

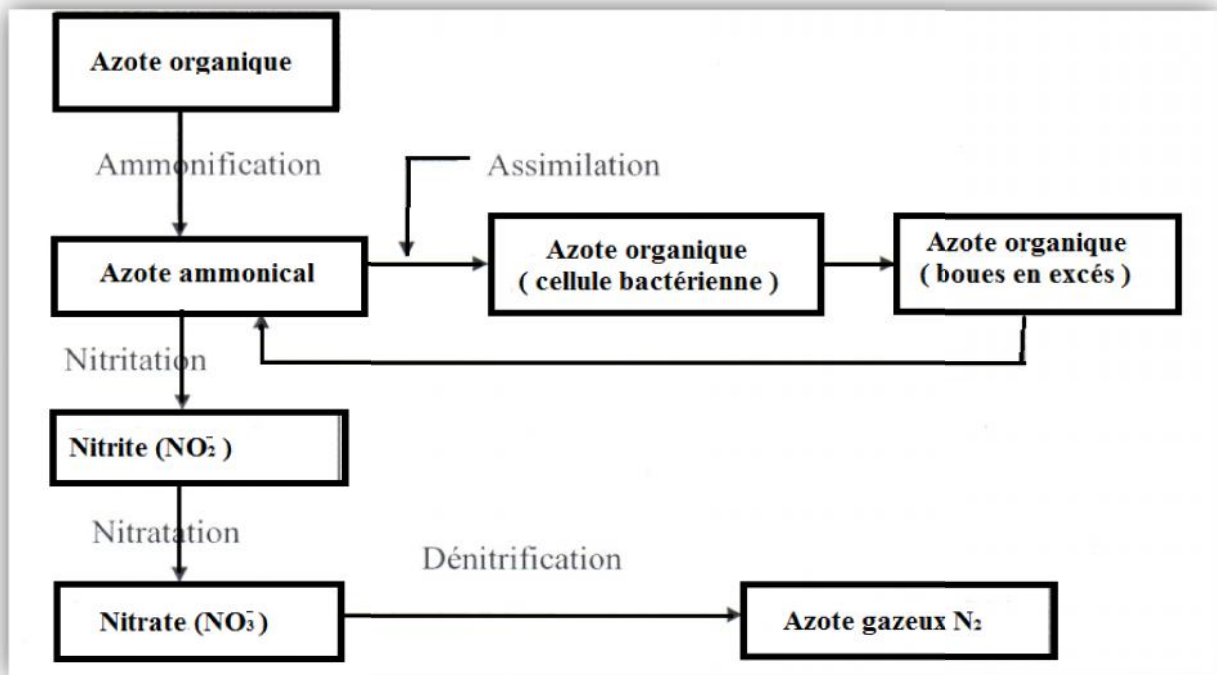
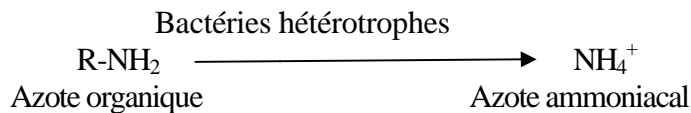


Figure. IV.9 : Elimination biologique de l'azote

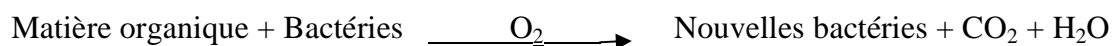
1) L'ammonification :

C'est la transformation de l'azote organique en azote ammoniacal. Dans la majorité des cas, compte tenu de la nature de l'azote organique et des paramètres de fonctionnement des stations et plus particulièrement du temps de séjour de l'eau dans l'ouvrage, la plus grande partie de l'azote organique est ammonifiée.



2) L'assimilation :

C'est l'utilisation d'une partie de l'azote ammoniacal pour la synthèse bactérienne, qu'on peut résumer comme suit :



3) La nitrification :

C'est une réaction biochimique réalisée par des micro-organismes autotrophes en deux étapes : oxydation de l'azote ammoniacal en nitrites puis en nitrates.



4) La nitratisation:

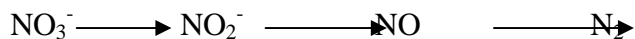
C'est l'oxydation des nitrites en nitrates selon la réaction suivante :



Elle est réalisée principalement par des bactéries des genres : *Nitrobacter*, *Nitrocystis*,

5) La dénitrification :

La dénitrification est le processus par lequel certaines bactéries réduisent les nitrates en azote gazeux. La dénitrification biologique est une partie intégrante de l'élimination biologique de l'azote, associée à l'étape de nitrification, en vue de respecter la norme de rejet en azote total. La réduction des nitrates se produit à travers différentes réactions, que l'on peut schématiser ainsi :



Les bactéries dénitrifiantes mises en œuvre dans ce procédé sont essentiellement les *Pseudomonas* qui sont des hétérotrophes aérobies facultatives.

- **Elimination de la pollution phosphorée :**

Le phosphore présent dans les eaux résiduaires urbaines provient principalement des produits détergents ; et des eaux résiduaires industrielles notamment celles de type agroalimentaires et la fabrication d'engrais. Le rejet d'effluent riche en phosphore, dans les cours d'eau est à l'origine de l'eutrophisation qui se traduit par un développement excessif des végétaux aquatiques responsable de l'asphyxie des cours d'eau.

Deux techniques d'emplois sont préconisées pour la déphosphatation : le traitement *physico-chimique* consiste à ajouter des cations métalliques (sels de fer ou d'aluminium) dans le bassin d'aération pour provoquer la précipitation des phosphates par la précipitation du phosphore et le traitement biologique qui consiste à alterner les phases anaérobie et anaérobie (zone anaérobie de déphosphatation biologique suivie du bassin d'aération).

- **La désinfection :**

La désinfection a pour objectif d'améliorer la qualité bactériologique de l'effluent épuré. Les procédés de désinfection les plus utilisés sont :

Le chlore et ses dérivés qui représente le moyen de désinfection et de stérilisation le plus utilisé et le mieux maîtrisé (la dose à appliquer est de 02 à 10 mg/l) mais il nécessite d'une part que l'eau soit préalablement bien épurée et d'autre part un temps de contact de 30mn pour être efficace.

L'ozone qui est un agent désinfectant actif mais également un oxydant puissant de la matière organique et des réducteurs. Le dosage variant de 5 à 10 mg/l d'Cb en 15 min. Ou encore au rayonnement ultra violet.

IV.10. Traitement des boues :

Les boues extraites au niveau du décanteur primaire et secondaire renferment une quantité d'eau importante et une forte charge en matières organique (MVS) hautement fermentescible. Ces deux caractéristiques sont gênantes donc le traitement des boues doit faire l'objet d'une attention toute particulière lors de l'élaboration du projet de construction d'une station d'épuration.

Les traitements envisagés visent à :

-Réduire le pouvoir fermentescible par stabilisation biologique ;

-Réduire le volume des boues par épaissement et déshydratation.

IV.10.1 : La réduction du pouvoir fermentescible :

• **Traitement de stabilisation des boues**

Les traitements de stabilisation, dont l'objectif est de réduire la fermentation des boues pour atténuer ou supprimer les mauvaises odeurs. Les traitements de stabilisation utilisés sont de type biologique, chimique ou thermique.

1) Stabilisation biologique :

Elle se fait soit par voie aérobie dans des bassins d'aération ou dans des bassins de stabilisation ce procédé consiste, à une aération prolongée des boues qui favorisent l'auto oxydation de la matière organique, soit par voie anaérobie dans des digesteurs, avec production d'un biogaz riche en méthane ce qui entraîne une réduction significative de la masse de matière sèche, la digestion anaérobie est très peu utilisée en Algérie (procédé non maîtrisé).

2) Stabilisation chimique :

La stabilisation chimique des boues est obtenue par adjonction de chaux qui augmente le pH bloquant ainsi la fermentation ce qui évite le dégagement des mauvaises odeurs.

3) Stabilisation thermique :

La stabilisation thermique des boues peut être réalisée :

- Par pasteurisation des boues liquide à une température de 70°C pendant 30mn.
- Par séchage thermique partiel ou poussé à une température de 80°C à 100°C.
- Par autoclavage, c'est-à-dire cuisson des boues, induisant une destruction total des germes.

IV.10.2 : La réduction du volume des boues :

Les traitements de réduction de la teneur en eau des boues visent à diminuer la quantité de boue à stocker et à épandre.

a) Epaissement :

L'épaissement vise à augmenter la siccité (teneur en matière sèche). C'est en général la première étape du traitement des boues, il peut se faire simplement par voie gravitaire dans un concentrateur ou par des moyens mécaniques (flottation).

1) Epaissement par gravitation :

Cette technique consiste à introduire la suspension boueuse dans un ouvrage appelé épaisseur, sous la seule action de la pesanteur. L'épaissement gravitaire permet une concentration des boues au fond de l'ouvrage, le temps de séjour des boues est d'ordre de 10 à 15 jours.

2) Epaissement par flottation :

Dans ce type d'épaissement les fines bulles d'air forées par dépressurisation s'accrochent aux floccs des boues, le mélange air-matières s'élève à la surface du bassin où il se concentre et élimine par raclage de surface.

b) La déshydratation :

La déshydratation est destinée à diminuer le taux d'humidité et donc le volume des boues produites de façon à faciliter les opérations d'évacuation, ce procédé nécessite un conditionnement préalable des boues généralement par un réactif flocculant permettant d'agglomérer les matières solides et de favoriser ainsi la séparation liquide-solide.

Il existe deux voies pour réaliser la déshydratation :

1) Déshydratation naturelle (lit de séchage) :

C'est une technique de séchage sur lits de sable composés d'une couche supérieure de sable de 10 cm (calibre 0,5 à 1,5 mm) est d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre de 5 à 5 mm) est d'une couche inférieure de gros gravier (calibre 10 à 40 mm) le tout repose sur un sol imperméable et draine.

La déshydratation sur lits de sable font intervenir deux phénomènes, le premier est le ruissellement de l'eau à travers le sable sous l'effet de force de gravité à la base du lit cette eau est recueillie par un système de drainage. Le deuxième est l'évaporation de l'eau en surface qui dépend surtout de l'humidité relative de l'air.

2) Déshydratation artificielle (mécanique) :

Dans les stations d'épuration l'étape de traitement final des boues est la déshydratation mécanique afin d'éliminer un maximum d'eau, c'est une technique qui se fait soit par la filtration soit par centrifugation.

c) Filtration :

Dans ce cas la filtration se divise en deux catégories, la filtration sous vide ou sous pression faisant appel à des matériaux plus élaborés à savoir :

1) Filtre à bande presseuse :

C'est un appareil sur lequel les boues sont filtrées sous une pression progressive, la bande supérieure qui est solide presse les boues sur la bande filtrante au moyen des rouleaux. Le processus de déshydratation se divise en trois zones :

- Zone d'égouttage ;
- Zone de pression ;
- Zone de cisaillement.

2) Filtre presse à plateau :

Les filtres presse à plateaux sont constitués d'un ensemble de chambre contiguës, elle-même constituées de plaque mamelonnées, ces plaques sont couvertes d'une toile filtrante pressées hydrauliquement.

d) Centrifugation :

La centrifugation est une technique de séparation des phases solides-liquides dont le principe consiste à introduire la boue dans un bol cylindro-conique à axe horizontale entraîné à très grande vitesse de rotation.

Les matières déposées sur la paroi interne du bol sont entraînées en continu par une vice racleuse hélicoïdale (tournant à une vitesse légèrement différente du bol) pour être évacuées à une extrémité de rotor, tandis que, le liquide clarifié déborde par déversement à l'extrémité opposée.

IV.10.3 : Destination finale des boues :

Les boues de station d'épuration peuvent avoir trois destinations :

- Valorisation agricole ;
- Incinération ;
- Mise en décharge.

Le choix du mode d'élimination finale des boues dépend des contraintes technico-économiques et environnementales, en tenant compte des impératifs de la législation en vigueur.

1) Valorisation agricole des boues :

La valorisation agricole des boues d'épuration est une pratique ancienne, et constitue certainement un apport de matières fertilisantes, cependant, de part leur origine, les boues peuvent contenir des micro-organismes pathogène, des micros polluants organiques dont les principaux risques sont leur assimilation par certains végétaux et leur transfert dans la chaîne alimentaire.

Cette valorisation des boues dépend des autres facteurs notamment de leurs compositions et état de stabilisation, des conditions du stockage et de manipulation, du type de culture et de la date et fréquence de l'emploi. Cependant si la valorisation agricole semble aujourd'hui la solution la plus logique, elle connaît bien évidemment des limites et des contraintes. Toute valorisation agricole des boues impose une étude préalable de faisabilité. En effet, il faut savoir que :

- o Toutes les boues ne peuvent être valorisées, la première limite étant bien évidemment leur composition et leur teneur en micropolluants (métaux lourds), Les boues peuvent présenter des risques,
- o Tous les sols ne sont pas aptes à recevoir des boues (sols argileux),

L'utilisation agricole n'est possible que durant certaines périodes de l'année. Un calendrier d'épandage à définir et on doit prendre en considération les types de culture pratiquée et le climat.

2) Incinération des boues :

La technique d'incinération est généralement utilisée pour les grandes stations d'épuration urbaines (manque de surface pour l'épandage ou la mise en décharge).

Le principe de l'incinération des boues et l'élimination totale d'eau interstitielle en réduisant les matières organiques par combustion.

L'incinération des boues présente l'avantage d'une réduction très considérable de la masse de déchets. Comme elle présente l'inconvénient d'engendrer un résidu (les cendres) où se trouvent concentré les métaux lourds.

3) Mise en décharge :

La mise en décharge est considérée comme la dernière solution en matière d'évacuation des boues. Ces boues doivent être mises en décharges contrôlées, et présenter une fraction soluble inférieure à 10% et des teneurs acceptables en micropolluants métalliques et organiques.

Conclusion :

L'urbanisation accélérée, l'industrialisation et le développement de l'agriculture ont entraîné l'agression physique et chimique de l'environnement. L'eau est alors devenue un vrai récepteur de nos déchets. Dès lors, l'assainissement et l'épuration de ces eaux deviennent indispensables et ce pour assurer la protection sanitaire humaine et préserver le milieu naturel.

Chapitre V

Dimensionnement Des Ouvrages De La Station

V. Dimensionnement des ouvrages de station d'épuration d'Ain El Hammam.

Introduction :

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus, construits et exploités de telle manière qu'ils puissent recevoir et traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs charges de référence.

Partie A : Etude de mise en place d'un procédé d'épuration :

V.A.1: Le choix des différents systèmes d'épuration :

D'une manière générale, les contraintes principales pesant sur la décision de choix et la mise en place d'un système d'épuration qui sont :

- Niveau de qualité exigée par l'effluent épuré ;
- Taille de la population ;
- Caractéristiques du terrain et sa disponibilité ;
- Frais d'investissement, d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations

V.A.2 : Les besoins en alimentation en eau potable :

Les besoins en A.E.P de la population future de la daïra d'Ain El Hammam sont estimés suivant une dotation moyenne journalière par habitant de 150 l/j/habitant. Les différents horizons de calcul des besoins sont évalués à partir de la formule suivante :

$$Q_{\text{moy } j} = \frac{N \cdot D}{1000} (n^3 / j) \dots\dots\dots(\text{V.A.1})$$

Avec :

- Q_{moy j}** : Débit moyen journalier (m³/j) ;
- N** : Nombre d'habitant, (voir tableau I. B.2) ;
- D** : Dotation théorique (l/j/ha) égale à 150 l/j par hab.

Les pertes d'eau dans le réseau de distribution en eau potable, sont estimées à 30% (A.D.E de AEH) de la consommation totale, donc le nouveau débit moyen journalier est :

$$Q'_{\text{moy } j} = Q_{\text{moy } j} \cdot 1.30 \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots(\text{V.A.2})$$

L'estimation des besoins moyens journaliers en eau potable, tenant compte des pertes (30%) dans le réseau, est donnée dans le tableau (V.A.1).

Tableau V.A.1 : Estimation des besoins en alimentation en eau potable aux différents horizons.

Dimensionnement des ouvrages de la station

Horizons Villages :	2009		2024		2039	
	Nbr d'hab	Qmoy (m ³ /j)	Nbr d'hab	Qmoy (m ³ /j)	Nbr d'hab	Qmoy (m ³ /j)
AEH	4569	890,96	5570	1086,15	6791	1324,25
Azrou Kollal	400	78	488	95,16	595	116,03
Tillilit	895	174,53	1091	212,75	1330	259,35
Ait Djoudi et Ait Sidi Ahmed	233	45,44	284	55,38	346	67,47
Ait Ailem	1800	351	2194	427,83	2675	521,63
Taourirt Amrane	1927	375,77	2349	458,06	2864	558,48
Ouaghzene	2141	417,50	2610	508,95	3182	620,49
Taskenjout	461	89,90	562	109,59	685	133,58
El Korne	2075	404,63	2530	493,35	3085	601,58
Tamjout	966	188,37	1178	229,71	1436	280,02
Tasga Melloul	383	74,69	467	91,07	569	110,96
Aourir	817	159,32	996	194,22	1214	236,73
Ighil Bougni	899	175,31	1096	213,72	1336	260,52
Taourirt Menguellat	2138	416,91	2607	508,37	3178	619,71
Ouait Slit	743	144,89	906	176,67	1105	215,48
Agouni N'teslent	1702	331,89	2075	404,63	2530	493,35
Total commune	22148	4318,86	27002	5265,39	32921	6419,60
AEL						
Tizi Oumalou	729	142,16	888	173,16	1083	211,19
Ouardja	394	76,83	480	93,60	586	114,27
Tazerout	738	143,91	899	175,31	1096	213,72
Ait Khalifa	1387	270,47	1691	329,75	2062	402,09
Tiferdout	833	162,44	1016	198,12	1238	241,41
Tabouhassent	520	101,40	634	123,63	773	150,74
Ichelibane	606	108,17	7\9	144,11	901	175,70
Ait Adellah	308	60,06	376	73,32	458	89,31
Takhlidjt	1552	302,64	1893	369,14	2307	449,87
Total commune d'Akbil	7067	1378,07	8616	1680,12	10504	2048,28

Dimensionnement des ouvrages de la station

Ait Djemaa	313	61,04	382	74,49	465	90,68
Ait Hadda	484	94,38	590	115,05	720	140,4
Ait Bouzid	221	43,10	269	52,46	328	63,96
Ait Laziz	609	118,76	742	144,69	905	176,48
Ait Hamsi	466	90,87	568	110,76	692	134,94
Ait Sellane	1282	249,99	1563	304,79	1906	371,67
Béni Mahmoud	380	74,1	463	90,29	564	109,98
Ait Sidi Said	95	18,53	116	22,62	141	27,50
Akoudj	268	52,26	327	63,77	399	77,81
Aourir Ouzemour	719	140,21	877	171,02	1069	208,46
Ait ouaggour	442	86,19	539	105,11	657	128,12
Ait Ouabane	2204	429,78	2687	523,97	3276	638,82
Ait Meslaine	1514	295,23	1846	359,97	2251	438,95
Total commune Abi Youcef	8997	1754,42	10969	2138,96	13373	2607,74

V.A.3 : Estimation des charges hydrauliques et charges polluantes

V.A.3.1 : Les charges hydrauliques

- **Estimation des débits des eaux usées domestiques :**

La production des eaux usées est conditionnée par le degré de consommation d'eau, elle est proportionnelle à la densité du tissu urbain.

Le débit moyen journalier des eaux usées est donné par la formule suivante :

$$Q_{EU \text{ dom}} = N \cdot D \cdot C_{rj} \dots \dots \dots (V.A.3).$$

Avec :

- $Q_{EU \text{ dom}}$: Débit moyen journalier des eaux usées domestiques, (m³/j) ;
- C_{rj} : Coefficient de rejet pris égale à 80 % de la quantité d'eau potable consommée (D.H.W de T.O) ;

- **Estimation des débits des eaux usées d'équipement :**

Pour un dimensionnement fiable, il faut estimer les débits d'équipements. Par manque de données d'équipement, nous avons utilisé un taux de majoration de 30% des débits des eaux usées domestiques (D.H.W de T.O).

$$Q_{EU \text{ équi}} = Q_{EU \text{ dom}} \cdot 0.3 \dots \dots \dots (V.A.4).$$

- **Estimation de débits des eaux usées totales ($Q_{moy,j}$):**

$$Q_{EU\ tot} = Q_{EU\ dom} + Q_{EU\ \acute{e}qui} \dots\dots\dots(V.A.5).$$

Donc : $Q_{EU\ tot} = 1.3. Q_{EU\ dom}$

Avec :

$Q_{EU\ tot}$: Débit moyen journalier des eaux usées ;

$Q_{EU\ dom}$: Débit moyen journalier des eaux usées domestiques ;

$Q_{EU\ \acute{e}qui}$: Débit moyen journalier des eaux usées d'équipement.

- **Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab) :**

Ayant le débit total des eaux usées à l'horizon 2039, on détermine alors l'équivalent habitant comme suit :

$$(Eq/hab)_{2039} = \frac{Q_{EU\ tot}}{Crj.D} . 1000 \dots\dots\dots(V.A.6).$$

Avec :

$Q_{EU\ tot}$: Débit moyen journalier des eaux usées;

Crj : Coefficient de rejet (égale à 80%) ;

D : Dotation théorique (l/j/ha), $D = 150$ l/j/hab.(D.H.W de T.O)

Les résultats de calcul des débits d'eau usée domestique, d'équipement et total ainsi que de l'équivalent habitant sont reportés dans le tableau V.A.2 :

Tableau V.A.2 : calcul des différents débits.

Horizons	Nombre d'habitant	Q _{EUdom} (m ³ /j)	Q _{EU équi} (m ³ /j)	Q _{moy j tot} (m ³ /j)	Nombre Eq/hab
2024	46 587	5590.44	1677.132	7267.572	60 563
2039(extension)	56 798	6815.76	2044.728	8860.488	73 837

• **Le débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{moy.j}}}{24} \dots\dots\dots(\text{V.A.7})$$

• **Le débit moyen diurne :**

C'est le débit correspondant à la période de 16h consécutives au cours de la quelle, la station reçoit le plus grand volume d'eaux usées. Elle s'étend généralement de 8h à 24h. En suivant les conditions et l'importance des rejets, la période de débit maximum varie entre 14h et 18h, on va prendre 16h dans ce travail.

Le débit moyen diurne est donné par la formule suivante :

$$Q_d = \frac{Q_{\text{moy.j}}}{16} \dots\dots\dots(\text{V.A.8})$$

• **Débit de pointe par temps sec**

Conduit à définir un coefficient de pointe comme étant le rapport du débit moyens de l'heure la plus chargée au débit moyen journalier Q_{moy j} (l/s) par la formule qui suit :

$$K_p = \begin{cases} 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy j}}}} & \text{si } Q_{\text{moy j}} \geq 2.8l/s \\ 3 & \text{si } Q_{\text{moy j}} < 2.8l/s \end{cases}$$

Le débit de pointe à temps sec est donné par la formule :

$$Q_{\text{pts}} = K_p \cdot Q_{\text{moy j}} \dots\dots\dots(\text{V.A.9})$$

• **Débit de pointe par temps de pluie :**

Le débit de pointe à temps de pluie est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{pts}} + \alpha Q_{\text{pts}} \dots\dots\dots(\text{V.A.10}).$$

Avec :

- **α** : Coefficient de dilution pris généralement de 2 à 5.

On prend. **α =2**

Donc Q_{ptp}=(1+ **α**).Q_{pts}

$$AN : Q_{ptp} = (1+2) \cdot Q_{pts} = 3 \cdot Q_{pts}$$

Horizon 2024: $Q_{ptp} = 446.7 \text{ l/s}$.

Horizon 2039: $Q_{ptp} = 538.38 \text{ l/s}$. (Horizon d'extension)

N.B : Etant donné que le type de réseau d'assainissement de la région d'Ain El Hammam est de type séparatif, nous utiliserons alors le débit de pointe à temps sec (Q_{pts}) pour le dimensionnement de notre station d'épuration.

Les résultats de calcul des charges hydrauliques obtenus en utilisant les formules précédentes sont présentées dans le tableau V.A.3 :

Tableau V.A.3: Les charges hydrauliques.

Horizons	$Q_{moy j}$ (m^3/j)	$Q_{moy h}$ (m^3/h)	Q_d (m^3/h)	K_p	Q_{pts} (l/s)
2024	7267.572	302.82	454.22	1.77	148.9
2039(extension)	8860.488	369.19	553.78	1.75	179.46

V.A.3.2 : Les charges polluantes

- **Charge moyenne en DBO₅**

La charge en DBO₅ apportée par les eaux usées brutes par jour et par habitant est estimée dans un réseau séparatif de 54 g/hab/j.

La charge polluante est donnée par la formule suivante :

$$L_0 = [\text{DBO}_5] \times Q_{moy j} \dots \dots \dots (\text{V.A.11})$$

Avec :

- L_0 : Charge moyenne journalière en DBO₅ (Kg/j) ;
- $[\text{DBO}_5]$: La concentration moyenne en DBO₅ (Kg/m^3) ;
- $Q_{moy j}$: Débit moyen journalier en (m^3/j).

Nous avons (Tableau II.B.3) : $[\text{DBO}_5] = 316.17 \text{ mg/l}$

- **Charge moyenne en MES**

La charge en MES apportée par jour et par habitant est estimée dans un réseau séparatif à 70g/hab/j .

La charge polluante en MES est donnée par la formule suivante :

$$\text{MES}_0 = [\text{MES}] \times Q_{moy j} \dots \dots \dots (\text{V.A.12})$$

Avec :

- MES_0 : Charge moyenne journalière en MES (Kg/j) ;
- $[\text{MES}]$: La concentration moyenne en MES (Kg/m^3) ;
- $Q_{moy j}$: Débit moyen journalier en (m^3/j).

Nous avons (Tableau II.B.3) : $[\text{MES}] = 230.48 \text{ mg/l}$.

- **Charge moyenne en DCO**

La charge moyenne en DCO est estimée comme suit :

$$DCO_0 = [DCO] \times Q_{moy j} \dots \dots \dots (V.A.13)$$

Avec :

- DCO_0 : Charge moyenne journalière en DCO (Kg/j) ;
- $[DCO]$: La concentration moyenne en DCO (Kg/m³) ;
- $Q_{moy j}$: Débit moyen journalier en (m³/j).

Nous avons (Tableau II.B.3) : $[DCO]=665.6 \text{ mg/l}$.

Les calculs des différentes charges polluantes sont illustrés dans le tableau V.A.4:

Tableau V.A.4 : Les charges polluantes.

Horizon	$Q_{moy j}$ (m ³ /j).	L_0 (Kg/m ³)	MES ₀ ((Kg/m ³)	DCO ₀ (Kg/m ³)
2024	7267.572	2298	1675.03	4837.3
2039 (extension)	8860.488	2801.69	2042.17	5897.54

Le tableau V.A.5 nous récapitule tout les résultats calculés pour la composition des eaux dans les deux horizons 2024 et 2039.

Tableau V.A.5 : récapitulatif de tous les résultats obtenus pour les deux horizons :

Paramètres		Horizon 2024 (Horizon d'étude)	Horizon 2039 (Horizon extension)
Type de réseau		Séparatif	Séparatif
Nombre d'équivalent habitant		60563	73837
Charges hydrauliques			
Débit moyen journalier	(m ³ /j)	7267.572	8860.488
Débit moyen horaire	(m ³ /h)	302.82	369.39
Débit de pointe par temps sec	(l/s)	148.9	179.46
Le débit diurne	(m ³ /h)	454.22	553.78
Charges polluantes			
DBO5	Concentration	(mg/l)	316.17
	Charge polluante	Kg/j	2298 2801.69
MES	Concentration	(mg/l)	230.48
	Charge polluante	Kg/j	1675.03 2042.17
DCO	Concentration	(mg/l)	665.6
	Charge polluante	Kg/j	4837.3 5897.54

A la lumière des résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que notre station d'épuration à envisager est d'une capacité de 74 000 équivalent habitant d'ici de l'horizon 2039 qui sera édifiée dans le chef lieu d'Ain El Hammam afin de protéger le milieu récepteur (la cuvette de Taksebt).

Le dimensionnement des différents ouvrages de notre station se fera dans la partie qui suit.

Partie B : dimensionnement des ouvrages de traitement

Avant tout projets de réalisation d'une station d'épuration, il est impératif de faire un bilan de charges polluantes afin de pouvoir faire par la suite le dimensionnement des différents éléments constituent la station avec exactitude

Ces stations sont dimensionnées pour traiter une certaine charge polluant et assurer un rejet conforme aux normes établies par l'OMS.

Dans cette partie nous allons procéder au dimensionnement des ouvrages constituant la station d'épuration pour les deux horizons 2024 et 2039.

V.B.1 : Ouvrages de la station d'épuration

- 1- Un prétraitement qui comportant :
 - Un dégrilleur ;
 - Un poste de relevage « en option » ;
 - Un déssableur déshuileur combiné aéré.
- 2- Un traitement biologique par boues activées, comportant :
 - Un bassin d'aération équipé d'un système d'aération ;
 - Décanteur primaire (variante à moyenne charge) ;
 - Une décantation secondaire (le clarificateur).
- 3- Un traitement tertiaire comportant
 - Un bassin de désinfection des eaux.
- 4- Un traitement des boues comportant :
 - Un épaisseur ;
 - Une stabilisation aérobie (variante à moyenne charge);
 - Une déshydratation des boues sur lit de séchage.

V.B.2 : dimensionnement des différents ouvrages :**V.B.2.1 : Le prétraitement :****V.B.2.1.1 : Le dégrillage :**

Nous avons opté pour deux grilles, une grille grossière arrondie et une grille fine.

a) Calcul de la largeur des grilles

La largeur de la grille sera déterminée par la méthode de KIRSCHMER :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max}(1-\beta)\delta} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(V.B.1)}$$

Avec :

- S : Section mouillée de la grille : $S = \frac{Q_p}{V}$ (m²).
- Q_p : Débit de pointe à temps sec (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement de l'effluent entre les barreaux, peut aller de 0.5 m/s à 1.5m/s (afin d'éviter de fortes pertes de charges et le colmatage des barreaux).
- L : Largeur de la grille (m).
- α: Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°.
- h_{max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). h_{max} = (0,15 –1.5).
- β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

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

Avec :

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

Les valeurs de e et d sont données dans le tableau (V.C.1).

Tableau V.B.1 : Espacements et épaisseurs des barreaux.

paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5à10	0,3 à 1

- δ : Coefficient de colmatage de la grille.
- 0.25 pour La grille manuelle.
- 0.5 pour La grille mécanique.

b) Calcul des pertes de charges :

Une grille provoque des pertes de charges, selon KIRSCHMER, ces dernières sont fonction de :

- La forme des barreaux ;
- L'espacement entre les barreaux ;
- La largeur des barreaux ;
- La vitesse d'approche ;
- L'inclinaison des barreaux.

Elles sont calculées par la formule suivante :

$$H = \frac{\beta' \cdot d^{4/3}}{e^{4/3}} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots(V.B.3)$$

Avec :

- **H**: perte de charge (m) ;
- **e** : espacement entre les barreaux (cm) ;
- **d**: épaisseur des barreaux ;
- **g** : accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- : angle d'inclinaison de la grille (α =60°) ;
- **V** : vitesse d'écoulement dans la grille (m/s) ;
- : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

Les valeurs de sont données dans le tableau (V.C.1).

Tableau V.B.2 : les valeurs de

Type de barreau	
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont	1,83
Section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

c) Calcul du volume de déchets retenus au niveau des grilles

Le volume des déchets retenus par les grilles dépend :

- Du débit de l'effluent ;
- De la finesse du dégrillage.

Pour une eau usée urbaine, la quantité de déchets récupérée par les grilles par habitant et par an est estimée à :

- 5 à 10 l/hab/an pour une grille fine ;
- 2 à 5 l/hab/an pour une grille grossière.

Le volume des déchets retenus par jour est donné par la formule suivante:

$$V(\text{m}^3/\text{j}) = \frac{\text{Nombre d'habitant} \times \text{volume retenu} \times 10^{-3}}{365 \text{ jours}} \dots\dots\dots (\text{V.B.4})$$

➤ **Horizon 2024**

1. Grille Grossière

- ✓ $Q_p = 0.1489 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✓ $V = 0.8 \text{ m/s}$;
- ✓ $S = 0.1861 \text{ m}^2$;
- ✓ $d = 2 \text{ cm}$;
- ✓ $e = 8 \text{ cm}$;
- ✓ $\beta = 0.29$;
- ✓ $\alpha = 60^\circ$;
- ✓ $h_{\text{max}} = 0.6 \text{ m}$;
- ✓ $\delta = 0.5$ (grille mécanique) ;
- ✓ $\beta' = 1.79$ (barreaux de forme circulaire).

• **Largeur**

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\text{max}}(1-\beta)\delta} = \frac{0.1861 \cdot \sin 60}{0.6 \cdot (1-0.29) \cdot 0.5} = 0.76 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{L=0.76 \text{ m}}$$

• **Les pertes de charge**

$$H = \frac{\beta' \cdot d^{4/3}}{\delta^{4/3}} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \sin \alpha = \frac{1.79 \cdot 0.02^{4/3} \cdot (0.8)^2}{0.08^{4/3} \cdot 2 \cdot 9.81} \cdot \sin 60 = 0.0124 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{H=0.0124 \text{ m}}$$

• **Volume des déchets retenus**

- $V_{\text{min}} = (46587.2) \cdot 10^{-3} / 365 = 0.255 \text{ m}^3/\text{j}$.
- $V_{\text{max}} = (46587.5) \cdot 10^{-3} / 365 = 0.638 \text{ m}^3/\text{j}$.
- $V_{\text{moy}} = (V_{\text{max}} + V_{\text{min}}) / 2 = 0.447 \text{ m}^3/\text{j}$. $\Longrightarrow \quad \boxed{V_{\text{moy}}=0.447 \text{ m}^3/\text{j}}$

2. Grille fine

On prend les mêmes caractéristiques que pour la grille grossière sauf pour d, e et :

- $d = 1 \text{ cm}$;
- $e = 0.5 \text{ cm}$;
- $\beta = 0.67$.
-

• **Largeur**

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max}(1-\beta)\delta} = \frac{0.1861 \cdot \sin 60}{0.6 \cdot (1-0.67) \cdot 0.5} = 1.63\text{m} \quad \longrightarrow \quad \boxed{L=1.63\text{m}}$$

• **Calcul de la longueur mouillé**

On a : $L_0 = h / \sin \alpha$

D'où : $L_0 = 0.6 / \sin 60^\circ = 0.70\text{m} \quad \longrightarrow \quad \boxed{L_0=0.70\text{m}}$

Remarque : Généralement, on ajoute une valeur de 0,3 à 0,6 m à L_0 afin d'éviter le débordement des eaux.

• **Les pertes de charge**

$$H = \frac{\beta' \cdot d^{4/3}}{\nu^{4/3}} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \sin \alpha = \frac{1.79 \cdot (0.01)^{4/3} \cdot (0.8)^2}{(0.005)^{4/3} \cdot 2 \cdot 9.81} \cdot \sin 60 \quad \longrightarrow \quad \boxed{H = 0.199\text{m}}$$

• **Volume des déchets retenus**

- $V_{\min} = (46587 \times 5) \cdot 10^{-3} / 365 = 0.64 \text{ m}^3/\text{j}$

- $V_{\max} = (46587 \times 10) \cdot 10^{-3} / 365 = 1.28 \text{ m}^3/\text{j}$

- $V_{\text{moy}} = (V_{\max} + V_{\min}) / 2 = 0.96 \text{ m}^3/\text{j} \quad \longrightarrow \quad \boxed{V_{\text{moy}}=0.96\text{m}^3/\text{j}}$

➤ **Horizon 2039**

On effectue les mêmes calculs que précédemment pour cet horizon qui sont dans le tableau(V.B.3).

Tableau V.B.3 : Récapitulatif des calculs de dimensions des grilles

Désignation	Unité	Horizons	
		2024	2039
Débit de la station	m ³ /s	0.1489	0.1795
Grille grossière			
Epaisseur des barreaux (d)	cm	2	2
Espacements des barreaux (e)	cm	8	8
Fraction de surface occupée par les barreaux	-	0.29	0.29
Coefficient de forme des barreaux (')	-	1.79	1.79
Hauteur d'eau maximale à l'amont de la grille (h _{max})	m	0.6	0.6
Angle d'inclinaison de la grille	degré	60	60
Largeur de la grille (L)	m	0.76	0.94
Pertes de charges (H)	m	0.012	0.012
Volume moyen des déchets retenus (V _{moy})	Kg/j	0.447	0.540
Grille fine			
Epaisseur des barreaux (d)	cm	1	1
Espacement des barreaux (e)	cm	0.5	0.5
Fraction de surface occupée par les barreaux ()	-	0.67	0.67
Coefficient de forme des barreaux (')	-	1.79	1.79
Hauteur d'eau maximale à l'amont de la grille (h _{max})	m	0,6	0.6

Angle d'inclinaison de la grille	degré	60	60
Largeur de la grille (L)	m	1.63	1.94
Pertes de charges (H)	m	0.199	0.199
Volume moyen des déchets retenus (V _{moy})	Kg/j	0.96	1.17

V.B.2.1.2 : Dessablage déshuilage

Nous avons opté pour un déssableur déshuileur de type rectangulaire.

Afin d'éviter les dépôts de la matière organique, la vitesse de passage (la vitesse d'entraînement) doit être comprise entre 0.2 et 0.4 m/s.

V_s : Vitesse de sédimentation. (vitesse est : 10 < V_s < 20 (m³/m²/h))

Le temps de séjour est de 3 à 4 mn au débit de pointe et 10 à 15mn au débit moyen.

➤ **Horizon 2024**

• **Le volume du déssableur-déshuileur :**

Le volume de déssableur déshuileur est donné par la formule suivante:

$$V = Q_{pts} * t_s \dots \dots \dots (V.B.5)$$

Avec :

- Q_{pts} : le débit de la station (m³/s) ;
- V : Volume du déssableur déshuileur (m³) ;
- T_s : Temps de séjour, On prend T_s= 4mn.

$$V = Q_{pts} * t_s = 0.1489 * 4 * 60 = 35.74 \quad \Rightarrow \quad \boxed{V=35.74 \text{ m}^3}$$

• **La surface horizontale**

Elle est donnée par la formule suivante:

$$S_h = \frac{V}{H} \text{ (m)} \dots \dots \dots (V.B.6)$$

Avec :

- S_h : surface horizontale (m²)
- V : Volume du déssableur déshuileur (m³) ;
- H : Hauteur du déssableur déshuileur (m), on prend H=1.5m.

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{35.74}{1.5} = 23.83 \quad \Rightarrow \quad \boxed{S_h=23.83 \text{ m}^2}$$

N.B : La valeur de rapport du volume et de la surface est **1.5** (hauteur de l'eau dans le déssableur déshuileur), elle est comprise entre 1.25 et 2.5.

Donc, la hauteur de déssableur déshuileur est acceptable.

• **La longueur**

Le déssableur déshuileur a une forme rectangulaire tel que :

$$L/l=5 \quad l=L/5 \dots \dots \dots (V.B.7)$$

$$\text{On a: } S_h = L.l = L.(L/5) = L^2 / 5 \quad L = (23.83 * 5)^{1/2} \quad \Rightarrow \quad \boxed{L=10.92 \text{ m}}$$

• **Largeur**

On a : $Sh=L.l$ $l=Sh / L$ $l=23.83 / 10.92=2.18$ \Rightarrow $l=2.18m$

• **Le débit d'air à injecter dans le déssableur**

Une quantité d'air étant nécessaire à insuffler dans le déssableur déshuileur pour assurer l'aération et la remonté des huiles à la surface, le débit d'air à injecter varie de 1 à 1.5 m³ par m³ d'eau à traiter.

Il est donné par la formule suivante : $q_{air} = Q_{pts} \times V$(V.B.8)

Avec :

- V : le volume d'air à injecter (m³).On prend $V= 1.5$ m³d'air/m³d'eau
- Q_{pts} : débit de la station

Donc :

$q_{air}=0.1489 \cdot 1.5=0.223$ m³ d'air /s \Rightarrow $q_{air}=0.223m^3$ d'air/s

• **Calcul de la quantité de matière éliminée par le dessableur**

Le déssableur permet d'éliminer 70% de la matière minérale en suspension (MMS) qui représente 30% de la matière en suspension (MES) pour un effluent urbain.

MES = 30% MMS + 70% MVS.....(V.B.9)

On a $MES_{(2024)}= 1675.03$ Kg/j.

- **Quantité de matière volatile en suspension MVS à l'entrée du dessableur**

$MVS_e = 70\% MES = 0.7 \times 1675.03= 1172.52$ kg/j \Rightarrow $MVS_e=1172.52Kg/j$

- **Quantité de MMS à l'entrée du dessableur**

$MMS_e= 30\% MES = 0.3 \times 1675.52= 502.66$ Kg/j. \Rightarrow $MMS_e=502.66Kg/j$

- **Quantité de MMS éliminée**

$MM_{S_{éliminée}}= 0.7 MMS= 0.7 \times 502.52 =351.86Kg/j.$ \Rightarrow $MMS_{éliminée}=351.86Kg/j$

- **Quantité de MMS à la sortie du dessableur**

$MMS_s= MMS_e - MM_{S_{éliminée}}= 502.66-351.86=151.14$ Kg/j. \Rightarrow $MMS_s=151.14Kg/j$

- **Quantité de MES à la sortie du dessableur**

$MES_s= MVS_e + MMS_s= 1021.38$ Kg/j. \Rightarrow $MES_e=1031.38Kg/j$

➤ **Horizon 2039**

On dimensionne le déssableur déshuileur pour cet horizon avec la différence de débits de pointes entre les deux horizons reçois par la station tel que :

$Q_{pte}=Q_{pte(2039)} - Q_{pte(2024)}$
 $= 0.1795-0.1489=0.00306$ m³/s \Rightarrow $Q_{pte}=0.00306$ m³/s

Même chose pour les charges à l'entrée de la station tel que :

$$MES = MES_{(2039)} - MES_{(2024)} = 2024.17 - 1675.03 = 367.14 \text{ Kg/j}$$

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du déssableur-déshuileur pour les deux horizons.

Tableau V.B.4 : Dimensions de déssableur-déshuileur pour les deux horizons .

Désignation	Unités	Horizons	
		2024	2039
Surface horizontale (Sh)	m ²	23.83	0.49
Volume (V)	m ³	35.74	0.735
Hauteur (H)	m	1.5	1.5
Largeur	m	2.18	0.31
Longueur	m	10.92	1.56
Temps de séjour	mn	4	4
Quantité d'air à injecter (q air)	m3 d'air/h	802.8	8.01
Matières minérales en suspension totales (MMS)	Kg/j	502.66	110.14
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	381.86	77.1
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	151.14	33.05
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	1172.52	257
Matières en suspension restantes	Kg/j	1021.38	223.95

V.B.3 : les traitements primaires

V.B.3.1 : Le décanteur primaire (uniquement pour la variante à moyenne charge)

➤ Horizon 2024

Le temps de séjours doit être limité pour des raisons biologiques et économique et il est compris entre 1 et 2 heure, alors on va le prendre 1,4heure.

a) Calcul du volume du décanteur primaire :

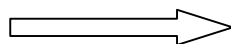
Le volume du décanteur primaire est donné par la relation :

$$V = Q_{pte} \cdot T_s \dots\dots\dots(V.B.10)$$

Débit de pointe : $Q_p = 536,04 \text{ m}^3/\text{h}$

Temps de séjour : $T_s = 1,4 \text{ h}$

$V = 536,04 \cdot 1,4 = 750,46 \text{ m}^3$



$V = 750,46 \text{ m}^3$

b) Calcule de la surface horizontale du décanteur :

$$S_h = Q_p / V_{lim} \dots\dots\dots (V.B.11)$$

Débit de pointe : $Q_p = 536,04 \text{ m}^3/\text{h}$

V_{lim} : vitesse limite en m/h et elle est constatée suivant le tableau ci-dessous :

Tableau V.B.5 : Valeur de la vitesse limite en fonction de $K = Q_{pte} / Q_{moy}$

K	2,5	3	5	8	10
V_{lim} (m/h)	2	2,5	3,75	5	6

Pour notre cas : $K=536,04/302,81=1,77$.

Donc, on va prendre $V_{lim}= 2m/h$.

On aura : $Sh=536,04/2 = 268,02 m^2$ \longrightarrow **Sh=268,02m²**

c)La hauteur du décanteur :

$$H = V / S_h \dots\dots\dots (V.B.12)$$

- **V** : volume du décanteur primaire ($V=750,46m^3$)
- **Sh** : surface du décanteur primaire ($Sh=268,02m^2$)

$H=750,46/268,02=2.8m$ \longrightarrow **H=2.8m**

Et on ajoute 0,7m pour la revanche donc **H=3,5m**

d) Le diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{(4V/\pi H)} \dots\dots\dots (V.B.13)$$

- **V** : volume de décanteur primaire ($V=750,46m^3$)
- **H** : hauteur du décanteur ($H=2,8m$)

Dons : $D=18,48m$ \longrightarrow **D=18,48m**

e)Détermination du temps de séjour :

- Pour le débit moyen horaire

$T_s = V / Q_{moy} = 750,46/302,81 = 2,48 h$ \longrightarrow **Ts=2,48h**

f) Calcul de la quantité des boues éliminées :

Sachons que la décantation primaire permet l'élimination de :

- ✓ 35% de DBO_5 ;
- ✓ 60% de MES ;
- Charge à l'entrée du décanteur :
 - ✓ $DBO_5 = 2298 Kg/j$;
 - ✓ $MES = 1675,03 Kg/j$;

• Les charges éliminées par la décantation primaire :

$DBO_5 \text{ éliminée} = 0,35 \cdot DBO_5 \text{ entrée} = 0,35 \cdot 2298 = 804,3Kg/j$ \longrightarrow **DBO₅ éliminée=804,3Kg/j**

$MES \text{ éliminée} = 0,6 \cdot MES \text{ entrée} = 0,6 \cdot 1675,03 = 1005,02 Kg/j$ \longrightarrow **MES éliminée=1005.02Kg/j**

• Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$DBO_5 \text{ sortie} = DBO_5 \text{ entré} - DBO_5 \text{ éliminée} = 2298 - 804,3 = 1493,7Kg/j$ \longrightarrow **DBO₅ sortie=1493,7Kg/j**

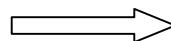
$MES \text{ sortie} = MES \text{ entré} - MES \text{ éliminée} = 1675,03 - 1005,02 = 670,01 Kg/j$ \longrightarrow **MES sortie=670,01Kg/j**

➤ **Horizon 2039 (extension)**

De la même manière, on dimensionne le décanteur primaire pour cet horizon tel que le débit de pointe sera égal à $Q_{pte} = Q_{pte\ 2039} - Q_{pte\ 2024} = 646,2 - 536,04 = 110,16\ m^3/h$.

Et de même pour les MES, tel que $MES_{ext} = MES_{2039} - MES_{2024}$

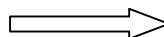
Donc : $MES_{ext} = 2042,17 - 1675,03 = 367,14\ kg/j$.



MES_{ext} = 367,14Kg

Et de même pour la DBO₅ tel que $DBO_{5ext} = DBO_{5\ 2039} - DBO_{5\ 2024}$

Donc : $DBO_{5\ ext} = 2801,69 - 2298 = 503,69\ kg/j$.



DBO_{5ext} = 503,69Kg/j

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau V.B.6 : Résultats de calcul du décanteur primaire pour les deux horizons 2024 et 2039.

Décanteur primaire			
Désignation	Unité	Horizon	
		2024	2039
Débit de pointe	m ³ /h	536,04	110,16
Vitesse limite	m/h	2,00	2,00
Surface horizontale	m ²	268,02	55,08
Volume	m ³	750,46	78,69
Hauteur d'eau + revanche	m	3,5	2,13
Diamètre	m	18,48	8,37
Temps de séjours	heure	2.48	1,18
MES à l'entrée du décanteur	kg/j	1675,03	367,14
DBO ₅ à l'entrée du décanteur	kg/j	2298	503,69
MES éliminées	kg/j	1005,02	220,28
DBO ₅ éliminées	kg/j	804,3	176,29
MES sortie du décanteur	kg/j	6700,01	146,86
DBO ₅ sortie du décanteur	kg/j	1493,7	327,4

V.B.4 : Le traitement secondaire

Le traitement à boue activées est caractérisé par :

- Les bassins d'aération ;
- Les décanteurs secondaires (clarificateur).

V.B.4.1 : Variante à faible charge

Elle se caractérise par :

○ **Charge massique**

$0.1 < C_m < 0.2\ Kg\ DBO_5/Kg\ MVS\ j$

On prendra: $C_m = 0.1\ Kg\ DBO_5/Kg\ MVS\ j$.

○ **Charge volumique**

$0.3 < C_v < 0.6\ Kg\ DBO_5/m^3j$

On prendra : $C_v = 0.4\ Kg\ DBO_5/m^3j$.

➤ **Horizon 2024**

V.B.4.1.1 : Le bassin d'aération

Le bassin d'aération est le réacteur biologique dans lequel s'effectue la transformation de la matière organique par micro organismes aérobies, il constitue un élément fondamental de la filière de traitement.

a) Dimensionnement de bassin d'aération

Le bassin d'aération dont on dispose a une forme carré de hauteur H(m) et de coté L(m).

La charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération est: **L₀=2298 Kg/j**

La concentration en DBO est : **[DBO₅]= 316.17mg/l**

1-Le volume de bassin d'aération

$$C_v = L_0/V \dots\dots\dots (V.B.14)$$

Avec :

- **C_v** : la charge volumique ((kg DBO₅/ m³.j), on a pris **C_v=0.4 (kg DBO₅/ m³.j)** ;
- La charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération : **L₀=2298 Kg/j**

Donc $V = L_0/C_v = 2298/0.4 = 5745$ **V=5745m³**

Pour une meilleur gestion et facilité d'entretien, on prévoit deux bassins d'aérations de même volume $V_{b1} = V_{b2} = V/2 = 2872.5 \text{ m}^3$ **V_{b1} = V_{b2} = V/2 = 2872.5 m³**

2-Calcul de surface unitaire horizontale de chaque bassin

La hauteur de bassin est généralement prise entre 3 et 5m.

Dans notre travail, on va la prendre 4m.

La hauteur de revanche du bassin doit être $h \geq 80 \text{ cm}$. On prend **h=80cm**.

$$S_b = \frac{V_{b1}}{H} = \frac{V_{b2}}{H} \dots\dots\dots (V.B.15)$$

Donc :

$S_b = 2872.5/4 = 718.125 \text{ m}^2$ **S_b=718.125m²**

3-Calcul des cotés du bassin

$L = \sqrt{718.125} = 26.8 \text{ m}$ **L=26.8m**

4) Calcul de la masse totale des boues dans le bassin (X_a)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} \dots\dots\dots (V.B.16)$$

Avec :

- **C_m** : Charge massique (kg DBO₅/ kg MVS/j). **C_m = 0.1 Kg DBO₅/ kg MVS/j**
- **L₀** : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO₅/j).
L₀ = 2298 kg/j

Donc : $X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{2298}{0.1} = 22980 \text{ Kg}$ **X_a=22980Kg**

5) Calcul de la concentration de boues dans le bassin [X_a]

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \dots\dots\dots (V.B.17)$$

Avec :

- X_a : masse totale des boues dans le bassin (Kg) ;
- V : Volume du bassin (m³) ;
- [X_a] : concentration des boues dans le bassin (Kg/m³).

Donc : [X_a]=22980/5745=4.Kg/m³.

Comme on peut déterminer cette concentration par le rapport de la charge volumique sur la charge massique, tel que : $[X_a] = \frac{C_v - 0.4}{C_m \cdot 0.1} = 4 \text{Kg/m}^3$ ⇒ **[X_a]=4Kg/m³**

6) Calcul du temps de séjour

$$T_s = \frac{V}{Q} \dots\dots\dots (V.B.18)$$

Avec :

- Q : Le débit entrant à la station (m³/h) ;
- V : Volume de bassin (m³) ;
- T_s : Temps de séjour (heure).

• **Pour le débit moyen journalier**

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy j}}} = \frac{5745}{302.82} = 18.97 \text{ h} \quad \Rightarrow \quad \boxed{T_s=18.97 \text{ h}}$$

• **Pour le débit de point à temps sec**

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{pte}}} = \frac{5745}{536.04} = 10.72 \text{ h} \quad \Rightarrow \quad \boxed{T_s=10.72 \text{ h}}$$

b) Calcul de la charge polluante à la sortie

La charge polluante à la sortie a une concentration conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

$$L_f = [DBO_5]_f \cdot Q_{\text{moy j}} \dots\dots\dots (V.B.19)$$

Avec :

- Q_{moy j} : Débit moyen journalier de la station (m³/j) ;
- [DBO₅]_f : Concentration finale de la DBO₅ à la sortie de la station (Kg/m³) ;
- L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération D'où la charge polluante à la sortie est :

$$L_f = [DBO_5]_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0, 03. 7267, 572 = 218.03 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \Rightarrow \quad \boxed{L_f=218.03\text{Kg DBO}_5/\text{j}}$$

c) Calcul de la charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f$$

- L_e : charge en DBO_5 éliminée ;
- L_0 : Charge polluante en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération ;
- L_f : Charge polluante en DBO_5 à la sortie du bassin d'aération.

$$L_0 = 2298 \text{ Kg/j} \qquad L_f = 218.03 \text{ Kg/j}$$

$$L_e = L_0 - L_f \Rightarrow L_e = 2298 - 218.03 = 2079.97 \text{ Kg/j} \quad \Rightarrow \quad \boxed{L_e = 2079.97 \text{ Kg/j}}$$

d) Le rendement épuratoire

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 \dots\dots\dots \text{(V.B.20)}$$

Avec :

- L_0 : Charge polluante en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération.
- L_f : Charge polluante en DBO_5 à la sortie du bassin d'aération
- η_{ep} : Rendement épuratoire.

$$\eta_{ep} = \frac{2298 - 218.03}{2298} \cdot 100 = 90.52 \% \quad \Rightarrow \quad \boxed{\eta_{ep} = 90.52\%}$$

e) Calcul des besoins en oxygène

Le calcul des besoins en oxygène est donné par la formule suivante :

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_a \text{ (Kg/j)} \dots\dots\dots \text{(V.B.21)}$$

Avec :

- L_e : DBO_5 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg) ;
- X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg) ;
- a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution ;
- b' : Fraction d'oxygène correspondante à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.

Remarque :

Les coefficients a' et b' dépendent des caractéristiques de l'effluent et de la charge, le tableau (V.B.7) donne les valeurs utilisées pour les eaux urbaines à différentes charges de fonctionnement des boues activées.

Tableau V.B.7 : Valeurs de a' et b' en fonction de type de traitement à boues activées.

Type de traitement	a'	b'
Faible charge	$0.48 < a' < 0.65$	$0.07 < b' < 0.11$
Moyenne charge	0.6	$0.08 < b' < 0.11$
Forte charge	0.55	0.12

On prend : $a' = 0.55$
 $b' = 0.1$

1) Les besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = (0.55 \cdot 2079.97) + (0.1 \cdot 22980) = 3441.98 \text{ Kg } O_2/\text{j} \quad \Rightarrow \quad \boxed{q_{O_2} = 3441.98 \text{ Kg } O_2/\text{j}}$$

2) La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = 3441.98 / 24 = 143.42 \text{ Kg } O_2/\text{h} \quad \Rightarrow \quad \boxed{q_{O_2/24} = 143.42 \text{ Kg } O_2/\text{h}}$$

3) La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$q_{O_2} / m^3 = q_{O_2} / v = 3441.98 / 5745 = 0.6 \text{ Kg } O_2 / m^3 \cdot j$ ⇒ $q_{O_2} / m^3 = 0.6 \text{ Kg } O_2 / m^3 \cdot j$

4) La quantité d'oxygène nécessaire au cas de pointe

$q_{O_{2pte}} = (a' \cdot Le / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$

T_d : période diurne en heures $T_d = 16h$.

Donc : $q_{O_{2pte}} = (0,55 \cdot 2079.97 / 16) + (0,1 \cdot 22980 / 24) = 167.25 \text{ Kg } O_2 / h$. $q_{O_{2pte}} = 167.25 \text{ Kg } O_2 / h$

f) Calcul des besoins en oxygène dans les conditions standards

Les besoins en oxygène sont supérieurs aux quantités théoriques calculées ci-dessus et doivent tenir compte de : la salinité des eaux, la température des eaux et la pression.

Pour passer des conditions nominales aux conditions particulières du milieu à épurer il v a falloir appliquer un coefficient correctif « T_c » d'où :

La capacité d'oxygénation nominale est donnée par la formule suivante :

$$q'_{O_2} = \frac{q_{O_2}}{T_c} \dots\dots\dots \text{(V.B.22)}$$

Avec:

- T_c : coefficient correctif déterminé par un produit de facteurs de correction suivants :
 $T_c = T_e \cdot T_t \cdot T_d$

Tel que :

- T_e : le rapport d'échange eaux usées, eaux épurées ;

$$T_e = \frac{Cs(\text{eau usée})}{Cs(\text{eau épurée})}$$

$T_e = 0.95$ pour une eau urbaine.

- T_t : Correcteur de la vitesse de transfert en fonction de la température donné par le tableau (V.B.8)

Tableau V.B.8 : Correcteur de la vitesse de transfert en fonction de la température.

Température T (°C)	T_t	Température e T (°C)	T_t	Température e T (°C)	T_t
5	0,906	12	1,04	19	1,195
6	0,924	13	1,061	20	1,219
7	0,942	14	1,082	21	1,244
8	0,961	15	1,104	22	1,268
9	0,980	16	1,126	23	1,294
10	1,000	17	1,149	24	1,320
11	1,02	18	1,173	25	1,346

Donc : pour une température de 22° (température de notre site d'implantation), on prend $T_t = 1,27$.

- T_d : Correcteur du déficit en oxygène

$$T_d = \frac{C_s 20^\circ - C_L}{C_s 10^\circ}$$

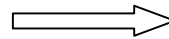
Avec:

- $C_s 20^\circ$: Concentration d'oxygène à la saturation pour $t = 20^\circ\text{C}$ on a : $C_s 20^\circ = 9.2\text{mg/l}$.
- $C_s 10^\circ$: Concentration d'oxygène à la saturation pour $t = 10^\circ\text{C}$ on a : $C_s 10^\circ = 11.30\text{mg/l}$.
- C_L : Concentration d'oxygène dissous dans la masse liquide à la température de 22°C comprise entre 1 et 2mg/l , dans notre cas on prend $C_L = 1,50\text{ mg/l}$.

D'où :

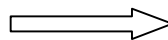
$$T_d = (9,2 - 1,5) / 11,3 = 0,68$$

Donc : $T_c = T_e \cdot T_t \cdot T_d = 0,95 \cdot 1,27 \cdot 0,68 = 0,82$



$$T_c = 0,82$$

Enfin : $q'_{O_2} = 3441,98 / 0,82 = 4197,53$



$$q'_{O_2} = 4197,53\text{ Kg } O_2 / j$$

g) Calcul des caractéristiques de l'aérateur

1-Calcul des besoins en énergie dans le bassin d'aération (E_n)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et $2\text{ kg } O_2 / \text{kwh}$

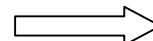
$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots \text{(V.B.23)}$$

Avec :

- E_n : Puissance de l'aération nécessaire
- q_{O_2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)
- E_a : quantité d' O_2 par unité de puissance.

On prend : $E_a = 1.6\text{ kg } O_2 / \text{kwh}$

Donc : $E_n = (4197,53/24) / 1,6 = 109,31\text{KW/h}$



$$E_n = 109,31\text{ KW/h}$$

2- Les systèmes d'aération

Il existe de différents systèmes d'aération, utilisés dans les stations d'épuration des eaux usées urbaines, leur différence réside dans le mode d'introduction d'air. On distingue les systèmes suivants:

- Les aérateurs à turbines ;
- Les aérateurs mécaniques de surface ;
- Les aérateurs à insufflation d'air.

Nous opterons pour le système à aérateurs mécaniques de surface vu sa facilité d'entretien et un très bon rendement. Il est largement utilisé de nos jours dans les stations d'épuration.

Il est caractérisé par une vitesse élevée et un flux axial. Ce système est composé d'un tube d'aspiration et un déflecteur.

• **Puissance de brassage**

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

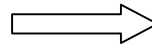
$$E_b = S \cdot h \cdot P_a \dots\dots\dots \text{(V.B.24)}$$

Avec : P_a : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbé (P_a) pour les aérateurs de surface est $P_a = 80\text{w/m}^2$.

Avec : S_h : surface horizontale du bassin (m^2).

Donc : $E_b = S_h \cdot P_a = 718,125 \cdot 80 = 57.45 \text{ Kw}$.



$$E_b = 57.45 \text{ KW}$$

3) Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

Le brassage et l'oxygénation seront assurés par un nombre d'aérateur ($N_{\text{aérateur}}$) de surface à

axe vertical déterminé par la formule suivante : $N_a = E_n / E_b$

$N_a = 109,31 / 57,45 = 1.90$ donc, on prend deux aérateurs.

Alors, le nombre d'aérateurs pour toute l'installation est quatre aérateurs.

h) Bilan de boues

1-Calcul de la quantité des boues en excès

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de la DBO_5 éliminée et dépendent de la charge massique dans le bassin d'aération.

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

$$X_{\text{min}} < X_{\text{dur}} < a_m L_e > b X_a > X_{\text{eff}} \dots \dots \dots \text{ (V.B.25)}$$

Avec :

- X_{min} : Boues minérales (30 % de MES) ;
- X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent environ 20 % de $a_m L_e$ ou 0,3 à 0,35% de la MVS;
- a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO_5 éliminées) ;
On a : a_m varie entre 0,55 < a_m < 0,65. On prend $a_m = 0.6$.
- L_e : Quantité de DBO_5 à éliminer en Kg par jour ;
- b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène,
On prend $b = 0.06 / 1.42 = 0.042$ **$b = 0.042$**
- X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg) ;
- X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l), **$X_{\text{eff}} = 30 \text{ mg/l}$** .

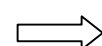
On a comme données :

- La quantité de la MES à la sortie de déssableur-déshuileur égale à 1675.03 Kg/j ;
- La quantité de la DBO_5 éliminée (L_e) égale à 2079.97 Kg/j ;
- La masse totale de la MVS dans le bassin égale à 22980 Kg/j.

Donc :

- $X_{\text{min}} = 0,3 \cdot 1675,03 = 502,51 \text{ Kg/j}$.
- $X_{\text{dur}} = 0,35 \cdot 1172,21 = 410,27 \text{ kg/j}$.
- $a_m L_e = 0.65 \cdot 2079,97 = 1351,99 \text{ Kg/j}$.
- $b X_a = 0,042 \cdot 22980 = 965,16 \text{ Kg/j}$.
- $X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 1675,03 = 160,13 \text{ Kg/j}$.

Donc : $X = 502,51 + 410,27 + 1351,99 - 965,16 - 160,13 = 1139.48 \text{ Kg/j}$



$$X = 1139.48 \text{ Kg/j}$$

2-Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \text{ (g/l)} \dots\dots\dots \text{ (V.B.26)}$$

Avec:

- X_m : Concentration de boues en excès (kg/j) ;
- I_m : L'indice de Mohlman, il est compris entre 100 et 150 mg/l, on le prend égale à 130mg/l.
 $I_m=130\text{mg/l}$;

D'où : $X_m=1200/130=9.23\text{g/l}$ ➡ $X_m=9.23\text{mg/l}$

3-Le débit de boues en excès

La formule de débit est donnée par la formule suivante :

$$Q_{b \text{ excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{ (V.B.27)}$$

Avec :

- X : Quantité de boues en excès ;
- X_m : concentration des boues en excès ;
- $Q_{b \text{ excès}}$: Débit des boues en excès.

Donc : $Q_{b \text{ excès}}=1139,48/9,23=123,45\text{m}^3\text{/j}$ ➡ $Q_{b \text{ excès}}=123,45\text{m}^3\text{/j}$

4- Le débit spécifique par m³ de bassin

On a:

$$q_{sp} \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots \text{ (V.B.28)}$$

Donc :

$q_{sp}=1139,48/2872,5=0,4 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$ ➡ $q_{sp}=0,4 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$

5-Le taux de recyclage (R) :

Il est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{[X_a]}{X_r - [X_a]} \dots\dots\dots \text{ (V.B.29)}$$

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.

- R : taux de recyclage(%) ;
- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 2.5 Kg/m³.

D'où :

$R = \frac{2.5}{9,23-2.5} \cdot 100=37.15\%$ ➡ $R=37.15\%$

6-Le débit des boues recyclées

Le débit des boues recyclé est calculé à partir du débit journalier arrivant à la station d'épuration, il est donné par la formule qui suit :

$$Q_r = R \cdot Q_{\text{moy j}} \dots\dots\dots \text{ (V.B.30)}$$

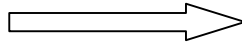
Donc : $Q_r=0,3715 \cdot 7267,572=2689 \text{ m}^3\text{/j}$ ➡ $Q_r=2689\text{m}^3\text{/j}$

7. Age des boues dans l'aérateur (A_b)

Il est donné par la formule suivante :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots (V.B.31)$$

Donc : $A_b = 22980 / 1139,48 = 20.17 \text{ j}$



$A_b = 20.17 \text{ jours}$

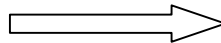
i) Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire)

Le clarificateur ou décanteur secondaire a pour but de séparer des floccs biologiques de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont recyclées vers les bassins d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

- Le type de décanteur choisi est circulaire muni d'un pont racleur du fond et de surface.
- La vitesse maximale (V_a) par temps de pluie ne doit pas en aucun cas dépasser 4 m/h et le temps de séjour est de 1,5 à 2 heures.
- On prend le temps de séjour **$T_s = 1,8 \text{ h}$** .
- Le débit de pointe en temps sec (de la station) : **$Q_{pts} = 536,04 \text{ m}^3/\text{h}$**

1-Le volume du clarificateur

$V = Q_{pte} \cdot t_s = 536,04 \cdot 1,6 = 857,66 \text{ m}^3$



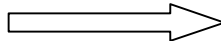
$V = 857,66 \text{ m}^3$

2-Hauteur du clarificateur

La hauteur de décanteur secondaire varie de 3 à 5m.
On prend $H = 4 \text{ m}$.

3-Calcul de la surface horizontale du décanteur

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{857,66}{4} = 214,42 \text{ m}^2$$

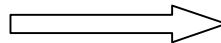


$Sh = 214,42 \text{ m}^2$

4-Calcul de diamètre du décanteur

Le bassin qu'on disposant à une forme circulaire, son diamètre est donné par la formule

suyvante : $D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 857,66}{\pi \cdot 4}} = 16,52 \text{ m}$

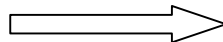


$D = 16,52 \text{ m}$

5-Le temps de séjour

$T_s = V / Q_{moy}$

$T_s = 857,66 / 302,83 = 2,83 \text{ h}$



$T_s = 2,83 \text{ h}$

➤ **Horizon 2039 (partie extension) :**

Pour l'horizon 2039, le clarificateur sera dimensionné avec la différence des débits des deux horizons et le bassin d'aération avec la différence des charges polluantes.

- **Le débit**

$Q_{pte} = Q_{pte(2039)} - Q_{pte(2024)} = 110,16 \text{ m}^3/\text{h}$

Tel que : **Q_{pte}** : le débit de pointe (débit de la station).

- **La charge polluante**

$DBO_{5 \text{ ext}} = DBO_{5(2039)} - DBO_{5(2024)} = 2801,69 - 2298 = 503,69 \text{ Kg/j}$.

$MES_{\text{ext}} = MES(2039) - MES(2024) = 2042,17 - 1675,03 = 367,14 \text{ Kg/j}$

Les résultats de dimensionnement sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau V.B.9 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2024 et 2039)

Désignation	Unité	Horizons	
		2024	2039
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$	m^3/j	7267,572	1592,92
Débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$	m^3/h	302,82	66,37
Débit de pointe Q_{pts}	m^3/h	536,04	646,2
Charge polluante à l'entrée L_o	Kg/j	2298	503,69
Concentration de l'effluent en DBO ₅	mg/l	316,17	316,17
La charge polluante à la sortie L_f	$KgDBO_5/j$	218,03	47,79
La charge polluante éliminée L_e	$KgDBO_5/j$	2079,97	455,9
Le rendement de l'épuration ep	%	90,52	90,52
Dimensions du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	2872,5	1259,22
Nombre de bassins	-	2	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface unitaire horizontale du bassin Sh	m^2	718,125	314,80
Le coté du bassin L	m	26,80	17,74
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	22980	5036,9
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m^3	4	4
Temps de séjours (débit moyen horaire)	h	18,97	18,97
Temps de séjours (Débit de pointe)	h	10,72	11,44
Besoins en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{o2}	KgO_2/j	3441,98	754,44
La quantité d'oxygène horaire $q_{o2/24}$	KgO_2/h	143,42	31,43
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o2/m^3}	KgO_2/m^3j	0,6	0,6
Besoin en pointe horaire en oxygène q_{o2pte}	KgO_2/h	167,25	36,66
Aérateur de surface			
Besoin en oxygène dans les conditions standards	$Kg\ O_2/h$	4197,53	920,05
La puissance nécessaire de l'aération	Kw	109,31	19,65
puissance de brassage	Kw	57,45	25,184
nombre d'aérateurs dans le bassin	-	4	2
Bilan des boues			
Quantité des boues en excès X	Kg/j	1139,31	251,27
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m^3	9,23	9,23
Le débit de boues en excès $Q_{bexcés}$	m^3/j	123,45	27,22
Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	$Kg/m^3.j$	0,4	0,2
Le taux de recyclage des boues R	%	37,15	37,15
Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	2689	591,77
Age des boues A_b	j	20,17	20,05
Dimensions du clarificateur			
forme	-	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Volume	m^3	857,66	176,26
Hauteur	m	4	4

Surface horizontale	m ²	214,42	44,06
Diamètre	m	16,52	7,5
Temps de séjours (débit moyen horaire)	h	2,83	2,67
Temps de séjours (débit de la station ou de pointe)	h	1,6	1,6

V.B.4.2 : Variante à moyenne charge :

Elle se caractérise par :

○ **Charge massique**

0.2 < Cm < 0.5 Kg DBO₅/Kg MVS j On prendra: Cm = **0.4** Kg DBO₅/Kg MVS j.

○ **Charge volumique**

0.6 < Cv < 1,5 Kg DBO₅/ m³j On prendra : Cv = **1,2** Kg DBO₅/ m³j.

➤ **Horizon 2024**

V.B.4.2.1 : Le bassin d'aération

a) Dimensionnement de bassin d'aération

Le bassin d'aération dont on dispose a une forme carré de hauteur H(m) et de coté L(m).

La charge polluante en DBO₅ avec décanteur primaire est: **L₀=1493,7 Kg/j**

La concentration en DBO est : **[DBO₅]= 316.17mg/l**

1-Le volume de bassin d'aération

$$Cv = L_0/V$$

Avec :

- Cv : la charge volumique ((kg DBO₅/ m³.j), on a pris Cv=**1,2 (kg DBO₅/ m³.j)** ;
- La charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération : **L₀=1493,7 Kg/j**

Donc $V=L_0/Cv=1493,7/1,2=1244,75m$  **V=1244,75m³**

2-Calcul de surface horizontale de bassin

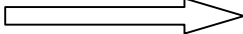
La hauteur de bassin est généralement prise entre 3 et 5m.

Dans notre travail, on va la prendre 4m.

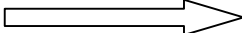
La hauteur de revanche du bassin doit être h ≥ 80 cm. On prend **h=80cm**.

$$S_b = \frac{V_b}{H}$$

Donc :

$S_b=1244,75/4=m^2$  **Sh=311,19m²**

3-Calcul des cotés du bassin

$L= \sqrt{311,19} = 17,64m$  **L=17,64m**

4) Calcul de la masse totale des boues dans le bassin (X_a)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$X_a = \frac{L_0}{C_m}$$

Avec :

- Cm : Charge massique (kg DBO₅/ kg MVS/j). Cm = 0.4 Kg DBO₅/ kg MVS/j

- L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (avec décantation primaire) (kg DBO₅/j).

$$L_0 = 1493,7 \text{ kg/j}$$

$$\text{Donc : } X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{1493,7}{0,4} = 3734,25 \text{ Kg} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{X_a = 3734,25 \text{ Kg}}$$

5) Calcul de la concentration de boues dans le bassin $[X_a]$

$$[X_a] = \frac{X_a}{V}$$

Avec :

- X_a : masse totale des boues dans le bassin (Kg) ;
- V : Volume du bassin (m³) ;
- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin (Kg/m³).

$$\text{Donc : } [X_a] = 3734,25 / 1244,75 = 3 \text{ Kg/m}^3.$$

Comme on peut déterminer cette concentration par le rapport de la charge volumique sur la charge

$$\text{massique, tel que : } [X_a] = \frac{C_v}{C_m} = \frac{0,1,2}{0,4} = 3 \text{ Kg/m}^3 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{[X_a] = 3 \text{ Kg/m}^3}$$

6) Calcul du temps de séjour

$$T_s = \frac{V}{Q}$$

Avec :

- Q : Le débit entrant à la station (m³/h) ;
- V : Volume de bassin (m³) ;
- T_s : Temps de séjour (heure).

- Pour le débit moyen journalier

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy j}}} = \frac{1244,75}{302,82} = 4,11 \text{ h} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{T_s = 4,11 \text{ h}}$$

- Pour le débit de point à temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{pte}}} = \frac{1244,75}{536,04} = 2,32 \text{ h} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{T_s = 2,32 \text{ h}}$$

b) Calcul de la charge polluante à la sortie

La charge polluante à la sortie a une concentration conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

$$L_f = [DBO_5]_f \cdot Q_{\text{moy j}}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier de la station (m³/j) ;
- $[DBO_5]_f$: Concentration finale de la DBO₅ à la sortie de la station (Kg/m³) ;
- L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération D'où la charge polluante à la sortie est :

$$L_f = [\text{DBO}_5]_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 7267,572 = 218,03 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \Rightarrow \boxed{L_f=218,03\text{Kg DBO}_5/\text{j}}$$

c) Calcul de la charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f$$

- L_e : charge en DBO_5 éliminée ;
- L_0 : Charge polluante en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération ;
- L_f : Charge polluante en DBO_5 à la sortie du bassin d'aération.

$$L_0 = 1493,7 \text{ Kg/j} \qquad L_f = 218,03 \text{ Kg/j}$$

$$L_e = L_0 - L_f \Rightarrow L_e = 1493,7 - 218,03 = 1275,67 \text{ Kg/j} \Rightarrow \boxed{L_e=1275,67\text{Kg/j}}$$

d) Le rendement épuratoire

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0$$

Avec :

- L_0 : Charge polluante en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération.
- L_f : Charge polluante en DBO_5 à la sortie du bassin d'aération
- η_{ep} : Rendement épuratoire.

$$\eta_{ep} = \frac{1493,7 - 218,03}{1493,7} \cdot 100 = 85,4 \% \Rightarrow \boxed{\eta_{ep}=85,4\%}$$

e) Calcul des besoins en oxygène

Le calcul des besoins en oxygène est donné par la formule suivante :

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_a \text{ (Kg/j)}$$

Avec:

- L_e : DBO_5 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg) ;
- X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg) ;
- a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.
- b' : Fraction d'oxygène correspondante à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.

Remarque :

Les coefficients a' et b' dépendent des caractéristiques de l'effluent et de la charge, le tableau (V.B.5) donne les valeurs utilisées pour les eaux urbaines à différentes charges de fonctionnement des boues activées.

Valeurs de a' et b' en fonction de type de traitement à boues activées.

Type de traitement	a'	b'
Faible charge	$0,48 < a' < 0,65$	$0,07 < b' < 0,11$
Moyenne charge	$0,48 < a' < 0,65$	$0,07 < b' < 0,11$
Forte charge	0,55	0,12

On prend : $a'=0,6$
 $b'=0,1$

1) Les besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = (0,6 \cdot 1275,67) + (0,1 \cdot 3734,25) = 1138,88 \text{ Kg O}_2/\text{j} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{q_{O_2}=1138,88 \text{ Kg O}_2/\text{j}}$$

2) La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = 1138,88 / 24 = 47,45 \text{ Kg O}_2/\text{h} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{q_{O_2/24}=47,45 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

3) La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{O_2}/\text{m}^3 = q_{O_2} / v = 1138,88 / 1244,75 = 0,9 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{q_{O_2}/\text{m}^3=0,9 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}}$$

4) La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe

$$q_{O_{2pte}} = (a' \cdot Le / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

T_d : période diurne en heures $T_d = 16\text{h}$.

$$\text{Donc : } q_{O_{2pte}} = (0,6 \cdot 1275,67 / 16) + (0,1 \cdot 3734,25 / 24) = 63,4 \text{ Kg O}_2/\text{h} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{q_{O_{2pte}}=63,4 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

f) Calcul des besoins en oxygène dans les conditions standards

La capacité d'oxygénation nominale est donnée par la formule suivante :

$$q'_{O_2} = \frac{q_{O_2}}{T_c}$$

Avec:

- T_c : coefficient correctif déterminé par un produit de facteurs de correction suivants :

$$T_c = T_e \cdot T_t \cdot T_d$$

Tel que :

- T_e : le rapport d'échange eaux usées, eaux épurées ;

$$T_e = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épurée})}$$

$T_e = 0,95$ pour une eau urbaine.

- T_t : Correcteur de la vitesse de transfert en fonction de la température.

D'après le tableau V.B.8: pour une température de 22° (température de notre site d'implantation), on prend $T_t = 1,27$.

- T_d : Correcteur du déficit en oxygène

$$T_d = \frac{C_s 20^\circ - CL}{C_s 10^\circ}$$

Avec:

- $C_s 20^\circ$: Concentration d'oxygène à la saturation pour $t = 20^\circ\text{C}$ on a : $C_s 20^\circ = 9,2 \text{ mg/l}$.
- $C_s 10^\circ$: Concentration d'oxygène à la saturation pour $t = 10^\circ\text{C}$ on a : $C_s 10^\circ = 11,30 \text{ mg/l}$.
- CL : Concentration d'oxygène dissous dans la masse liquide à la température de 30°C comprise entre 1 et 2mg/l, dans notre cas on prend $CL = 1,50 \text{ mg/l}$.

D'où :

$$T_d = (9,2 - 1,5) / 11,3 = 0,68$$

$$\text{Donc : } T_c = T_e \cdot T_t \cdot T_d = 0,95 \cdot 1,27 \cdot 0,68 = 0,82 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{T_c=0,82}$$

$$\text{Enfin : } q'_{O_2} = 1138,88 / 0,82 = 1388,88 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{q'_{O_2}=1388,88 \text{ Kg O}_2/\text{j}}$$

g) Calcul des caractéristiques de l'aérateur

1-Calcul des besoins en énergie dans le bassin d'aération (E_n)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 kg O₂ / kwh

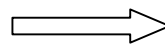
$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

Avec :

- E_n : Puissance de l'aération nécessaire
- q_{O_2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)
- E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance.

On prend : $E_a = 1.6$ kg O₂/ kwh

$$\text{Donc : } E_n = (1388,88/24) / 1,6 = 36,17 \text{ KW/h}$$



$$\boxed{E_n = 36,17 \text{ KW/h}}$$

2- Les systèmes d'aération

Il existe de différents systèmes d'aération, utilisés dans les stations d'épuration des eaux usées urbaines, leur différence réside dans le mode d'introduction d'air. On distingue les systèmes suivants:

- Les aérateurs à turbines ;
- Les aérateurs mécaniques de surface ;
- Les aérateurs à insufflation d'air.

Nous opterons pour le système à aérateurs mécaniques de surface vu sa facilité d'entretien et un très bon rendement. Il est largement utilisé de nos jours dans les stations d'épuration.

Il est caractérisé par une vitesse élevée et un flux axial. Ce système est composé d'un tube d'aspiration et un déflecteur

- **Puissance de brassage**

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

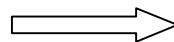
$$E_b = Sh \cdot Pa$$

Avec : Pa : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbé (Pa) pour les aérateurs de surface est $Pa = 80 \text{ w/m}^2$.

Avec : Sh : surface horizontale du bassin (m²).

$$\text{Donc : } E_b = Sh \cdot Pa = 311,19 \cdot 80 = 24,895 \text{ Kw.}$$



$$\boxed{E_b = 24,895 \text{ KW}}$$

3) Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

Le brassage et l'oxydation seront assurés par un nombre d'aérateur ($N_{a\text{érateur}}$) de surface à axe vertical déterminé par la formule suivante : $N_a = E_n / E_b$

$$N_a = 36,17 / 24,88 = 1.45 \quad \text{donc, on prend deux aérateurs.}$$

Alors, le nombre d'aérateurs pour toute l'installation est deux aérateurs.

h) Bilan de boues

1-Calcul de la quantité des boues en excès

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de la DBO₅ éliminée et dépendent de la charge massique dans le bassin d'aération.

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

$$X_{\min} < X_{\text{dur}} < a_m L_e > b X_a > X_{\text{eff}}$$

Avec :

- X_{\min} : Boues minérales (30 % de MES) ;
- X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent environ 20 % de $a_m L_e$ ou 0,3 à 0,35% de la MVS;
- a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO₅ éliminées) ;
On a: a_m varie entre 0,55 < a_m < 0,65. On prend $a_m = 0.6$.
- L_e : Quantité de DBO₅ à éliminer en Kg par jour ;
- b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène,
On prend $b = 0.06/1.42 = 0.042$ **$b = 0.042$**
- X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg) ;
- X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l), **$X_{\text{eff}} = 30 \text{ mg/l}$** .

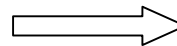
On a comme données :

- La quantité de la MES à la sortie de décanteur primaire égale à 670 Kg/j ;
- La quantité de la DBO₅ éliminée (L_e) égale à 1275,67 Kg/j ;
- La masse totale de la MVS dans le bassin égale à 3734,25 Kg/j.

Donc :

- $X_{\min} = 0,3 \cdot 670 = 201 \text{ Kg/j}$.
- $X_{\text{dur}} = 0,35 \cdot 1275,67 = 446,48 \text{ Kg/j}$.
- $a_m L_e = 0,6 \cdot 1275,67 = 765,4 \text{ Kg/j}$.
- $b X_a = 0,042 \cdot 3734,25 = 156,84 \text{ Kg/j}$.
- $X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 670 = 20,1 \text{ Kg/j}$.

Donc: $X = 201 + 446,48 + 765,4 - 156,84 - 20,1 = 954,61 \text{ Kg/j}$



$X = 954,61 \text{ Kg/j}$

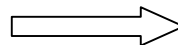
2-Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \text{ (g/l)}$$

Avec:

- X_m : Concentration de boues en excès (kg/j) ;
- I_m : L'indice de Mohlman, il est compris entre 100 et 150 mg/l, on le prend égale à 130mg/l.
 $I_m = 130 \text{ mg/l}$;

D'où : $X_m = 1200/130 = 9.23 \text{ g/l}$



$X_m = 9.23 \text{ mg/l}$

3-Le débit de boues en excès

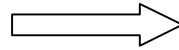
La formule de débit est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- X : Quantité de boues en excès ;
- X_m : concentration des boues en excès ;
- $Q_{b \text{ excès}}$: Débit des boues en excès.

Donc : $Q_b \text{ excès} = 954,61/9,23 = 103,42 \text{ m}^3/\text{j}$



$Q_b \text{ excès} = 103,42 \text{ m}^3/\text{j}$

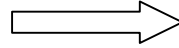
4- Le débit spécifique par m³ de bassin

On a :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

Donc :

$q_{sp} = 954,61/1244,75 = 0,77 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$



$q_{sp} = 0,77 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$

5-Le taux de recyclage (R) :

Il est donné par la formule suivante :

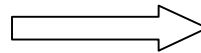
$$R = \frac{[X_a]}{X_r - [X_a]}$$

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.

- **R** : taux de recyclage(%) ;
- **[X_a]** : concentration des boues dans le bassin = 2.5 Kg/m³.

D'où :

$$R = \frac{2.5}{9,23 - 2.5} \cdot 100 = 37.15\%$$



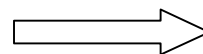
$R = 37.15\%$

6-Le débit des boues recyclées

Le débit des boues recyclé est calculé à partir du débit journalier arrivant à la station d'épuration, il est donné par la formule qui suit :

$$Q_r = R \cdot Q_{\text{moy j}}$$

Donc : $Q_r = 0,3715 \cdot 7267,572 = 2689 \text{ m}^3/\text{j}$



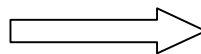
$Q_r = 2689 \text{ m}^3/\text{j}$

7-Age des boues dans l'aérateur (A_b)

Il est donné par la formule suivante :

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

Donc : $A_b = 3734,25/954,61 = 3,91 \text{ j}$



$A_b = 3,91 \text{ jours}$

i) Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire)

Le clarificateur ou décanteur secondaire a pour but de séparer des floccs biologiques de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont recyclées vers les bassins d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

- Le type de décanteur choisi est circulaire muni d'un pont racleur du fond et de surface, et à fond légèrement incliné en cône.
- La vitesse maximale (V_a) par temps de pluie ne doit pas en aucun cas dépasser 4 m/h et le temps de séjour est de 1,5 à 2 heures.

-On prend le temps de séjour **$T_s = 1,8 \text{ h}$** .

-Le débit de pointe en temps sec (de la station) : **$Q_{pts} = 536,04 \text{ m}^3/\text{h}$**

Remarque : Le dimensionnement décanteur secondaire pour cette variante est le même pour celle à faible charge vu qu'on a les mêmes données de départ.

➤ **Horizon 2039 (partie extension) :**

Pour l'horizon 2042, le clarificateur sera dimensionné avec la différence des débits des deux horizons, et le bassin d'aération avec la différence des charges polluantes.

- **Le débit**

$$Q_{pte} = Q_{pte(2039)} - Q_{pte(2024)} = 110,16 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tel que Q_{pte} : le débit de pointe (débit de la station).

- **La charge polluante**

$$DBO_5 \text{ ext} = DBO_5(2039) - DBO_5(2024) = 327,4 \text{ Kg/j.}$$

$$MES \text{ ext} = MES(2039) - MES(2024) = 146,86 \text{ Kg/j.}$$

Les résultats de dimensionnement sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau V.B.10 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2024 et 2039)

Désignation	Unité	Horizons	
		2024	2039
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m ³ /j	7267,572	1592,92
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m ³ /h	302,82	66,37
Débit de pointe Q_{pts}	m ³ /h	536,04	110,16
Charge polluante à l'entrée L_o	Kg/j	1493,7	327,34
Concentration de l'effluent en DBO_5	mg/l	316,17	316,17
La charge polluante à la sortie L_f	Kg DBO_5 /j	218,03	47,79
La charge polluante éliminée L_e	Kg DBO_5 /j	1275,67	279,55
Le rendement de l'épuration η_p	%	85,4	85,4
Dimensions du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m ³	1244,76	272,75
Nombre de bassins	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin S_h	m ²	311,19	68,2
Le coté du bassin L	m	17,64	8,26
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	3734,25	818,35
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m ³	3	3
Temps de séjours (débit moyen horaire)	h	4,11	4,11
Temps de séjours (Débit de pointe)	h	2,32	2,48
Besoins en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{o2}	KgO ₂ /j	1138,88	265,05
La quantité d'oxygène horaire $q_{o2/24}$	KgO ₂ /h	47,45	11,04
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{o2/m^3}	KgO ₂ /m ³ j	0,9	0,9
Besoin en pointe horaire en oxygène q_{o2pte}	KgO ₂ /h	63,4	14,86

Aérateur de surface			
Besoin en oxygène dans les conditions standards	Kg O ₂ /h	1388,88	323,23
La puissance nécessaire de l'aération	Kw	36,17	8,42
puissance de brassage	Kw	24,89	5,45
nombre d'aérateurs dans le bassin	-	4	2
Bilan des boues			
Quantité des boues en excès X	Kg/j	954,41	224,29
Concentration de boues en excès X _m	Kg/m ³	9,23	9,23
Le débit de boues en excès Q _{bexcés}	m ³ /j	103,42	24,3
Le débit spécifique par m ³ de bassin q _{sp}	Kg/m ³ .j	0,77	0,82
Le taux de recyclage des boues R	%	37,15	37,15
Le débit des boues recyclées Q _r	m ³ /j	2689	591,77
Age des boues A _b	j	3,91	3,65
Dimensions du clarificateur			
forme	-	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Volume	m ³	857,66	176,26
Hauteur	m	4	4
Surface horizontale	m ²	214,42	44,06
Diamètre	m	16,52	7,5
Temps de séjours (débit moyen horaire)	h	2,83	2,67
Temps de séjours (débit de la station ou de pointe)	h	1,6	1,6

V.B.5 : Traitement tertiaire (désinfection)

La désinfection est un traitement complémentaire des eaux avant les rejeter dans le milieu naturel, particulièrement utile pour l'irrigation, Pour des raisons économiques et de disponibilité, la désinfection se fera par l'hypochlorite de sodium aussi appelé eau de javel.

Le traitement tertiaire est le même pour les deux variantes, à faible et moyenne charge

➤ Horizon 2024

V.B.5.1 : Calcul de la dose de chlore à injecter

Pour traiter un effluent dans des conditions normales, la dose de chlore nécessaire varie de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes.

On utilisera une dose de 8 mg/l. La dose journalière en chlore sera donc:

$$D_j = Q_{\text{moy j}} \cdot Cl_2 = 7267,572 \cdot 0,008 = 58,14 \text{ Kg/j.} \quad \longrightarrow \quad \boxed{D_j = 58,14 \text{ Kg/j}}$$

V.B.5.2 : Calcul de la quantité d'eau de javel

On prend une solution d'hypochlorite à 20°C.

$$\begin{array}{l} 1^\circ \text{ de chlorométrie} \longrightarrow 3.17 \text{ g de Cl}_2/\text{l NaClO} \\ 2^\circ \text{ de chlorométrie} \longrightarrow C_{\text{javel}} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1^\circ \\ 2^\circ \end{array}} \right\} \longrightarrow \boxed{C_{\text{javel}} = 63.4 \text{ g Cl}_2/\text{NaClO}}$$

V.B.5.3 : Quantité journalière d'hypochlorite de sodium

$$\begin{array}{l}
 1\text{m}^3 \text{ de NaClO} \longrightarrow 63.4 \text{ Kg de Cl}_2 \\
 Q_j \longrightarrow 58,14\text{Kg}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1\text{m}^3 \text{ de NaClO} \\ Q_j \end{array}} \right\} \longrightarrow \boxed{Q_j = 0.92 \text{ m}^3 \text{ NaClO/j}}$$

V.B.5.4 : Quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j * 365 = 334,46\text{m}^3 \text{ NaClO/an} \longrightarrow \boxed{Q_a=334,46\text{m}^3 \text{ NaClO/an}}$$

V.B.5.5 : Dimensionnement du bassin de désinfection

- $Q_{pts} = 536,04 \text{ m}^3/\text{h}$ (débit de pointe) ;
- $T_s = 30 \text{ mn}$
- Le bassin est de forme rectangulaire

1-Le volume du bassin

$$V = Q_{pte} * T_s = 536,04.30/60 = 268,02 \text{ m}^3 \longrightarrow \boxed{V=268,02\text{m}^3}$$

2-La hauteur du bassin

On fixe $H = 3\text{m}$.

3-La surface horizontale

$$S_h = V/H = 268,02/3=89,34 \text{ m}^2 \longrightarrow \boxed{S_h=89,34\text{m}^2}$$

4-La largeur et la longueur

On prend : $L = 3 * B$

$$\text{Donc on aura: } B = \sqrt{(S_h/3)} = 5,46\text{m} \longrightarrow \boxed{B=5,46\text{m}}$$

$$\text{Alors : } L=3.B \longrightarrow L=16,37\text{m} \longrightarrow \boxed{L=16,37\text{m}}$$

Avec :

- **L** : longueur du bassin de désinfection.
- **B** : largeur du bassin de désinfection.

➤ **Horizon 2039**

On fait les même calculs pour cet horizon sauf qu'on travail avec la différence des débits des deux horizons.

- **Le débit moyen journalier**

$$Q_{moy j} = Q_{moy j(2039)} - Q_{moy j(2024)} = 8860,488 - 7267,572 = 1592,92\text{m}^3/\text{j}.$$

- **Le débit de la station**

$$Q_p = Q_{p(2039)} - Q_{p(2024)} = 0,1795 - 0,1489 = 0,0306\text{m}^3/\text{s}.$$

Dans ce travail, on a opté à des bassins de désinfection de forme rectangulaires pour les deux horizons, les résultats de calculs des deux horizons seront dans le tableau suivant :

Tableau V.B.11 : Dimensions de bassin de désinfection.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2024	2039
Dose journalière en chlore (D _j)	Kg/j	58,14	12,74
Quantité d'hypochlorite journalière (Q _j)	m ³ /j	0,92	0,2
Quantité d'hypochlorite annuelle (Q _a)	m ³ /an	334,46	73,36
Volume	m ³	268,02	55,08
Hauteur	m	3	3
surface horizontale	m ²	89,34	18,36
Longueur	m	16,37	7,42
Largeur	m	5,46	2,47

V.B.6 : Traitement des boues

La destination finale des boues détermine le type de traitement qu'elle devra subir :

- Soit ; les boues seront évacuées sous forme liquide en vue d'épandage sur terres agricoles. Un épaissement des boues pourra être suffisant ;
- Soit ; leur utilisation sous forme pâteuse ou solide imposera un épaissement et une déshydratation préalable.

Pour une aération prolongée, les boues sont non fermentescibles et les traitements qu'elles doivent subir sont :

- Un épaissement ;
- Une déshydratation naturelle sur lit de séchage.

V.B.6.1 : Variante à faible charge➤ **Horizon 2024****V.B.6.1.1 : Epaisseur**

L'épaissement constitue la première étape des filières de traitement, son but est de rendre les boues plus concentrées tout en réduisant leur volume.

L'ouvrage proposé est de forme circulaire de type raclé

Le dimensionnement de l'épaisseur (première étape de traitement des boues) est basé sur les charges polluantes éliminées dans le décanteur secondaire

1-Les boues issues du décanteur secondaire

Les boues secondaires représentent les boues en excès : **X= 1139,48 Kg/j.**

2- La concentration des boues

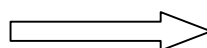
A l'entrée de l'épaisseur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues secondaire : C₂=(10÷30) g/l.

3- Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)

Si on prendra C₂=10 g/l

$$Q_t = Q_2 = X / C_2 = 1139,48 / 10 = 113,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

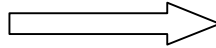


$$Q_t = 113,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

4- Le volume de l'épaisseur

On prend : $T_s=2$ jours.

$$V = Q_t \cdot T_s = 113,95 \cdot 2 = 227,9m^3$$

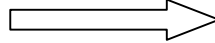


$$\boxed{V=227,9m^3}$$

5- La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 4m$. On calcul :

$$S_h = V / H = 227,9 / 4 = 56,98 m$$

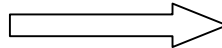


$$\boxed{S_h=56,98m^2}$$

6- Le diamètre

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 56,98}{\pi}} = 8,52m$$



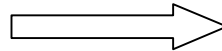
$$\boxed{D=8,52m}$$

7-Calcul du débit des boues épaissies

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

On prend : $C_{be} = 80g / l$.

$$Q_d = X / 80 = 1139,48 / 80 = 14,24 m^3/j.$$



$$\boxed{Q_d=14,24 m^3/j}$$

V.B.6.1.2 : Déshydratation des boues (lit de séchage) :

La déshydratation des boues est réalisée de deux (02) manière, soit naturelle soit par des procédés mécaniques.

La déshydratation naturelle, par la technique de séchage sur lits de sable reste encore le procédé le plus utilisé de nos jours, en raison du coût d'investissement peu élevé et aussi pour son efficacité.

Les lits de séchage sont généralement mis en œuvre en disposant dans les bassins en béton, de couche de sables et de graviers comme suit :

- 1^{ere} couche : (15 - 20cm) de gros graviers de diamètre (10 - 40mm) ;
- 2^{eme} couche : (05 - 10cm) de graviers fins de diamètre (5 - 10cm) ;
- 3^{eme} couche : (10 - 20cm) de sable lavé de diamètre (0,5 - 1,5mm) « en contact avec la boue ».

Pour une bonne exploitation de lit de séchage, l'épaisseur des boues épandues est comprise entre 15 et 40 cm, le fond du lit est équipé d'un drain qui permettra l'évacuation des eaux.

1. Surface de lit de séchage :

La surface de séchage dépend de la nature de la boue et les conditions climatique, on admet que pour une boue fraîche, 15 à 25 équivalents habitant occupent 1m² de la surface de lit.

Donc :

$$S_t = \frac{N}{EH} \dots\dots\dots (V.B.32)$$

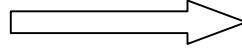
Avec :

- S : surface totale de lit de séchage ;

- **N** ; nombre d'équivalent habitant ; on a 60563 eq /hab ;
- **EH** : présente l'équivalent habitent pour une surface minimale de 1 m², on le prend égale à 25 eq/hab/m².

D'où :

$$St=N/EH=60563/25=2422m^2$$



$$St=2422m^2$$

Pour une meilleure exploitation et entretien, nous proposons une surface unitaire de 240m² pour un lit de séchage.

2. Nombre de lits de séchages

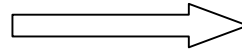
$$N_L = \frac{St}{Su}$$

Avec

- **St** : Surface totale de lit de séchage (m²) ;
- **Su** : Surface unitaire d'un lit de séchage (m²) ;
- **N_L** : Nombre de lits de séchages.

Donc :

$$N_L=2422/240=10 \text{ lits de séchage.}$$



$$N_L=10$$

Alors, nous proposons 10 lits de séchages ayant les dimensions suivantes :

- **L**=20m ;
- **l**=12m ;
- **H_t**=0,8m.

Où:

- **H_t** : Hauteur totale de lit de séchage,
 $H_t=H_{GG}+H_{GF}+H_S+H_B$

Avec :

- **H_{GG}** : Epaisseur de la couche gravier gros qui égale à 0.175m ;
- **H_{GF}** : Epaisseur de la couche gravier fin qui égale à 0.075m ;
- **H_S** : Epaisseur de la couche de sable en contact avec les boues qui égale à 0.15m ;
- **H_B** : Epaisseur des boues épandues qui égale à 0.4 m .

Donc, **H_t=0.8m.**

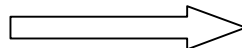
3-Calcul de volume total de lit de séchage (V)

$$V=S_t \cdot H_t$$

Avec :

- **V** : Volume de lit de séchage ;
- **S_t** : Surface totale de lit de séchage ;
- **H_t** : Hauteur totale de lit de séchage.

$$\text{Donc : } V=2422 \cdot 0,8=1937,6m^3$$



$$V=1937,6m^3$$

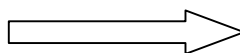
4-Calcul de volume total des boues épandues sur le lit de séchage

$$V_B = S_t \cdot H_B$$

Avec :

- V_B : Volume des boues épandues ;
- S_t : Surface totale de lit de séchage ;
- H_B : Epaisseur des boues épandues.

Donc : $V_B = 2422,0,4 = 968,8 \text{m}^3$.



$$V_B = 968,8 \text{m}^3$$

➤ Horizon 2039

Le dimensionnement de l'épauississeur et le lit de séchage pour l'horizon 2039 est basé sur le même principe que pour l'horizon 2024. Les résultats de dimensionnement pour les deux horizons sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau V.B.12 : Dimensionnement de l'épauississeur et lit de séchage (2024 et 2039)

Désignations	unité	Horizons	
		2024	2039
Dimensions de l'épauississeur			
Boues issues du décanteur secondaire	Kg/j	1139,48	251,27
Le débit total de boues issues du décanteur secondaire	m ³ /j	113,95	25,13
Hauteur	m	4	4
Surface horizontale	m ²	56,98	12,57
Volume	m ³	227,9	50,26
Diamètre	m	8,52	4
Lits de séchage			
Nombre d'équivalent habitant	Eq/hab	60 563	73 837
Surface horizontale totale de lit	m ²	2422	531
Nombre de lits de séchage	-	10	3
Longueur d'un lit de séchage	m	20	20
Largeur d'un lit de séchage	m	12	12
Hauteur d'un lit de séchage	m	0,8	0,8
Volume total des lits de séchage	m ³	1937,6	424,8
Volume des boues épandues sur les lits	m ³	968,8	212,4

V.B.6.2 : Variante à moyenne charge

➤ Horizon 2024

V.B.6.2 .1 : L'épauissement :

- **Dimensionnement de l'épauississeur**

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire

La production journalière des boues est de :

- **Boues issues du décanteur primaire**

Boues primaires : $DX_{pr} = DBO_{5e} + MESe$ (V.B.33)

$$X_{pr} = 804,3 + 1005,02 = 1809,32 \text{ Kg/j} \quad \longrightarrow \quad \boxed{X_{pr} = 1809,32 \text{ Kg/j}}$$

• **Boues issues du décanteur secondaire**

Boues secondaires $DX_{se} = 1139,48 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès).

• **la quantité totale journalière des boues**

$$X_{tot} = DX_{pr} + DX_{se} = 1809,32 + 1139,48 = 2948,8 \text{ Kg/j} \quad \longrightarrow \quad \boxed{X_{tot} = 2948,8 \text{ Kg/j}}$$

• **La concentration des boues**

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes:

- Boues primaires : $(20 \div 30) \text{ g/l}$
- Boues secondaire : $(10 \div 30) \text{ g/l}$

• **Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur**

Le débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur correspond aux débits de boues issus des deux décanteurs.

• **Le débit arrivant du décanteur primaire (Q_1) :**

$$Q_1 = \frac{\Delta X_{pr}}{C_1} \dots\dots\dots \text{(V.B.34)}$$

$$\text{D'où } Q_1 = \frac{1809,32}{30} = 60,31 \text{ m}^3/\text{j} \quad \longrightarrow \quad \boxed{Q_1 = 60,31 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Avec : X_{pr} : quantité issues du décanteur primaire
 C_1 : concentration des boues.

On prendra $C_1 = 30 \text{ g/l}$

• **Le débit arrivant du décanteur secondaire (Q_2) :**

$$Q_2 = \frac{DX_{se}}{C_2} \dots\dots\dots \text{(V.B.35)}$$

$$\text{D'où : } Q_2 = \frac{1139,48}{20} = 56,97 \text{ m}^3/\text{j} \quad \longrightarrow \quad \boxed{Q_2 = 56,97 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Avec : C_2 : concentration des boues.

On prendra $C_2 = 20 \text{ g/l}$

• **Le débit total (Q_{tot}) :**

$$Q_{tot} = Q_1 + Q_2 = 56,97 + 60,31 = 117,28 \text{ m}^3/\text{j} \quad \longrightarrow \quad \boxed{Q_{tot} = 117,28 \text{ m}^3/\text{j}}$$

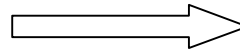
• **La concentration du mélange (S) :**

$$C = \frac{\Delta X_{tot}}{Q_{tot}} \dots\dots\dots \text{V.B.36}$$

$$C = \frac{2948,8}{117,28} = 25,14 \text{ Kg/m}^3 \quad \longrightarrow \quad \boxed{C = 25,14 \text{ Kg/m}^3}$$

- **Le volume de l'épaississeur (V) :**

$$V = Q_{\text{tot}} \cdot T_s = 117,28 \cdot 2 = 234,56 \text{ m}^3$$



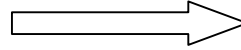
$$\boxed{V=234,56\text{m}^3}$$

T_s : temps de séjours = 2 j.

- **La surface horizontale (Sh) :**

Pour une profondeur de $H = 3$ m. On calcule :

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{234,56}{3} = 78,19 \text{ m}^2$$

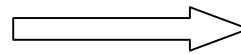


$$\boxed{Sh=78,19\text{m}^2}$$

- **Le diamètre (D) :**

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{3.14}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 78,19}{3.14}} = 10 \text{ m}$$



$$\boxed{D=10\text{m}}$$

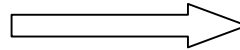
- **Caractéristiques des boues épaissies**

La concentration des boues après épaisseur par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

- **Calcul du débit des boues épaissies (Qd) :**

On prend $C_{be} = 90 \text{ g/l}$.

$$Qd = \frac{D \cdot X_{\text{tot}}}{C_{be}} = \frac{2948,8}{90} = 32,76 \text{ m}^3/\text{j}$$



$$\boxed{Qd=32,76\text{m}^3/\text{j}}$$

V.B.6.2.2 : Stabilisateur aérobie

La stabilisation sert à éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2mg / l.

- **La quantité de MVS contenue dans les boues**

A l'entrée du décanteur primaire on a les valeurs suivantes :

$$\text{MES} = 1675,03 \text{ kg/j}$$

$$\text{MMS} = 0,3 \cdot \text{MES} = 1675,03 \cdot 0,3 = 502,51 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 0,7 \cdot \text{MES} = 0,7 \cdot 1675,03 = 1172,52 \text{ kg/j}$$

- **La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation**

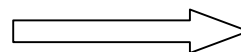
$$(\text{MVS})_{\text{sortie}} = \text{MVS}_0 - 0,45 \cdot \text{MVS}_0 = 1172,52 - 0,45 \cdot 1172,52 = 644,88 \text{ kg/j} \quad \boxed{\text{MVSs}=644,88\text{Kg/j}}$$

- **Temps de séjour (Ts) :**

La fraction volatile stabilisée est donné par :

$$(1-0,95) \cdot B_a = 45\% \text{ de MVS stabilisé}$$

$$\text{Alors } B_a = (0,45 \cdot 644,88) / 0,05 = 5803,92 \text{ kg}$$



$$\boxed{B_a=5803,92\text{Kg}}$$

Avec :

- B_a : la fraction de MVS stabilisé

L'extraction journalière est de 644,88Kg MVS/j, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{5803,92}{644,88} = 9 \text{ jours} \quad \longrightarrow \quad \boxed{T=9 \text{ jours}}$$

- **Boues en excès dans le stabilisateur ($Q_{\text{excès}}$) :**

$$Q_{\text{excès}} = \text{MMS} + (\text{MVS})_{\text{sortie}} \dots \dots \dots \text{(V.B.37)}$$

$$Q_{\text{excès}} = 502,51 + 644,88 = 1147,39 \text{ kg de boues / jour} \quad \longrightarrow \quad \boxed{Q_{\text{excès}}=1147,39 \text{ kg de boues / jour}}$$

- **Dimensionnement du bassin de stabilisation (on option)**

- **La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b) :**

$$M_b = Q_{\text{excès}} \cdot T \dots \dots \dots \text{(V.B.38)}$$

$$M_b = 1147,39 \cdot 9 = 10326,1 \text{ kg} \quad \longrightarrow \quad \boxed{M_b=10326,1\text{Kg}}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 80 à 100 g/l, on prend $C_{be} = 90\text{g/l}$

- **Volume du bassin de stabilisation (V) :**

$$V = \frac{M_b}{C_{be}} = \frac{10326,1}{100} = 103,26 \text{ m}^3 \quad \longrightarrow \quad \boxed{V=103,26\text{m}^3}$$

- **Surface horizontale (Sh) :**

On prend la profondeur du bassin de stabilisation $H = 4 \text{ m}$

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{103,26}{4} = 25,82 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad \boxed{Sh=25,82\text{m}^2}$$

- **La largeur de bassin (l) :**

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : $Sh = L \cdot l$

On prend $L = 2 \cdot l$

$$l = \sqrt{\left(\frac{Sh}{2}\right)} = \sqrt{\left(\frac{25,82}{2}\right)} = 3,6 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \boxed{l=3,6\text{m}}$$

- **La longueur de bassin (L) :**

$$L = 2 \cdot l = 2 \cdot 3,6 = 7,2 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \boxed{L=7,2\text{m}}$$

- **Aération du bassin de stabilisation**

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface $2 \text{ kg O}_2 / \text{kg MVS}$ éliminées. La masse des boues détruites par jour est de : 644,88 kg/j

$$D_{O_2} = 2 \cdot 644,88 = 1289,76 \text{ kg O}_2/\text{j} \quad \longrightarrow \quad \boxed{D_{O_2}=1289,76 \text{ kg O}_2/\text{j}}$$

V.B.6.2.3 : Lits de séchage

Remarque : Travaillons avec les mêmes données de départ utilisées dans la variante à faible charge, on aura les mêmes résultats pour cette variante.

➤ **Horizon 2039**

Les résultats de calcul du dimensionnement de l'épaississeur et le stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour l'horizon 2039 (extension) sont basés sur le même principe que pour l'horizon 2024. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau V.B.13: Dimensions de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et lit de séchage.

Désignations	unité	Horizons	
		2024	2039
Dimensions de l'épaississeur			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	1809,32	396,57
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	1139,48	251,27
la quantité totale journalière des boues	kg/j	2948,8	647,84
Le débit total	m ³ /j	117,28	25,78
La concentration du mélange	Kg/m ³	25,14	24,14
Débit des boues épaissies	m ³ /j	32,76	7,2
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	78,19	17,19
Volume	m ³	234,56	51,56
Diamètre	m	10	4,68
Stabilisateur aérobie			
La quantité de MVS contenue dans les boues			
○ MES	kg/j	1675,03	367,14
○ MM	kg/j	502,51	110,14
La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation	kg/j	644,88	141,35
Temps de séjour	jours	9	9
Boues en excès dans le stabilisateur	kg/j	1147,39	251,49
La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	kg	10326,1	2263,41
Hauteur	m	4	4
Volume du bassin de stabilisation	m ³	103,26	22,63
Surface horizontale	m ²	25,82	5,66
La longueur de bassin	m	7,2	3,36
La largeur de bassin	m	3,6	1,68
Quantité d'air par jour Do ₂	Kg o ₂ /j	1289,76	282,7
Lit de séchage			
Nombre d'équivalent habitant	Eq/hab	60 563	73 837
Surface horizontale totale de lit	m ²	2422	531
Nombre de lits de séchage	-	10	3
Longueur d'un lit de séchage	m	20	20
Largeur d'un lit de séchage	m	12	12
Hauteur d'un lit de séchage	m	0,8	0,8
Volume total des lits de séchage	m ³	1937,6	424,8
Volume des boues épandues sur les lits	m ³	968,8	212,4

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu dimensionner les différents ouvrages pour les deux variantes de traitement qui sont à faible et moyenne charge et pour les deux horizons d'exploitation (2024-2039).

L'épuration par boues activées est donc la meilleure solution à envisager pour traiter les eaux usées de la daïra d'Ain El Hammam vu aux caractéristiques de l'effluent et de la capacité de traitement et la taille des ouvrages qui pourront être accueillis par le terrain choisis. Pour le choix de la variante de traitement (à faible, à moyenne ou à forte charge), nous devons tenir compte des caractéristiques des eaux brutes et celles des eaux traitées à savoir le rejet inférieur ou égale à 30 mg/l de DBO₅ et dont le rendement est supérieur à 90%, résultats obtenus dans la variante à faible charge nous orientent vers le procédé de traitement à boues activées à faible charge

Cette variante est utilisée principalement dans les moyennes installations dont l'effluent a un caractère domestique dominant (ce qui caractérise la région de Ain El Hammam), afin de confirmer, une étude technico-économique s'impose pour but d'éclaircir les détails et pour faire le bon choix.

Chapitre VI

Calcul Hydraulique

VI. Calcul hydraulique

Introduction

Dans ce chapitre, on va procéder au dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages qui ont été dimensionnés dans le chapitre précédent.

Etant donné que le réseau d'assainissement de la région de Ain El Hammam est de type séparatif, on ne sera pas donc obligé de dimensionner le déversoir d'orage.

La détermination des cotes radiers et piézométriques pour les différents ouvrages de notre station semble à être impérative, afin d'avoir un bon fonctionnement hydraulique.

VI.1. Calcul des dimensions de la conduite d'amenée

On calcule le diamètre de la conduite d'amenée qui transporte les eaux usées au premier ouvrage de la station on connaissant les paramètres suivants :

On a: $Q_{pte} = 0,1489 \text{ m}^3/\text{s}$ $I=0,18$

D'après les abaques de Bazin on aura :

- $D_e=250\text{mm}$;
- $Q_{ps}=175\text{l/s}$. (le débit plein section).

D'après l'abaque (2) on tire les paramètres hydrauliques suivants :

- $r_Q = Q_{pte}/Q_{ps} = 0.850$ (rapport des débits).
- $r_H = H_e/D_e = 0.71 \Rightarrow H_e = 0.72 \cdot 250 = 180 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).

VI.2. Relevage :

Le poste de relevage permet de soulever les eaux qui arrivent à la station d'un point bas (puisard) vers le premier ouvrage de la station.

VI.2.1. Dimensionnement de puisard :

La forme de ce puisard est rectangulaire, son volume sera calculé par la relation suivante : $V = Q_{pt} * t_s / 4 \dots\dots\dots(VI.1)$

Avec ;

- Q_{pt} : Débit total pompé = $0.1489\text{m}^3/\text{s}$;
- t_s : temps de séjour ($t_s=10\text{minutes}$) ;
- La hauteur d'une bache d'eau ne doit pas dépasser 5m. On prend $H=4\text{m}$;
- On fixe la longueur de la bache L égale à 3.5m.

A.N:

$V = ((0.1489 * 60) * 10) / 4 = 22.33\text{m}^3$ \longrightarrow $V=22.33\text{m}^3$

On a: $V=L*I*H \quad \Leftrightarrow \quad l=V/(L*H)=1.6\text{m}$ \longrightarrow $l=1.6\text{m}$

Donc, la surface sera égale: $S=l*L=1.6*3.5=5.6\text{m}^2$ \longrightarrow $S=5.6\text{m}^2$

VI.2.2. La conduite de refoulement

On a : $Q_{pt}=0.1489 \text{ m}^3/\text{s}$.

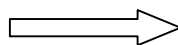
On choisit une vitesse de : $V=1.4 \text{ m/s}$.

• **Calcul de diamètre :**

Le diamètre de notre conduite est donné par la formule suivante :

$$V = 4.Q / .D^2 \dots\dots\dots (VI.2)$$

Donc ; $D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = 0.368m$



D=400mm

VI.2.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe

$$H = H_g + h_{p \text{ lin}} + h_{p \text{ sin}} + P_{exh} \dots\dots\dots (VI.3)$$

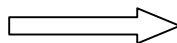
Où :

- **H** : pertes de charge totale dans la conduite sous pression (m);
- **H_g** : différence des cotes (partie souterraine et surface) (m);
- **H = h_{p lin} + h_{p sin}** : pertes de charge linéaire et singulière = 1,05 h_{p lin}
- **P_{exh}** : pression a l'exhaure P_{exh} = (1:1.5) m

• **La hauteur géométrique**

$$H_g = h_2 - h_1 \dots\dots\dots (VI.4)$$

A.N : $H_g = 914.1 - 909.8 = 5.3m$



H_g=5.3m

Dans notre station de relevage, on a choisi le PEHD comme matériau tenant compte de sa bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

Pour le PEHD, on a : K=0,001052 et m=4,774 et β=1,77.

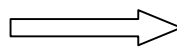
La perte de charge linéaire est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_{lin} = \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec :

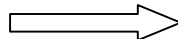
- **K** : coefficient de perte de charge (K=0,001051)
- **Q** : débit pompé qui est de 0.1489 m³/s
- **L** : longueur de la conduite qui est de 7.31m
- **D** : diamètre de la conduite 400 mm
- **β** : coefficient dépendant du régime d'écoulement β= 1,77 pour le régime turbulent rugueux.
- **m** : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=4,774)

A.N : $\Delta H = 1.05 \cdot \left(\frac{0.001051 \cdot 7.31 \cdot 0.1489^{1.77}}{0.4^{4.774}} \right) = 0.022m$



ΔH=0.022m

Donc : $HMT = 5.3 + 0.022 + 1 = 6.32m$



HMT=6.32m

VI.2.4. Choix de la pompe

Afin de relever les eaux usées de la bache d'eau vers le premier ouvrage de la station, on a utilisé une pompe d'assainissement à axe horizontal ayant les caractéristiques suivante :

- NPSH_r=3.71m ;
- La vitesse de rotation N=960 tr/mn ;
- La puissance absorbée P_{abs}=10.8 KW ;
- La puissance fournie P=12.5 KW ;
- Le rendement η=85.9 %.

Remarque : le nombre de pompes est deux, dont la deuxième est pour le secours, identique à celle qui fonctionne.

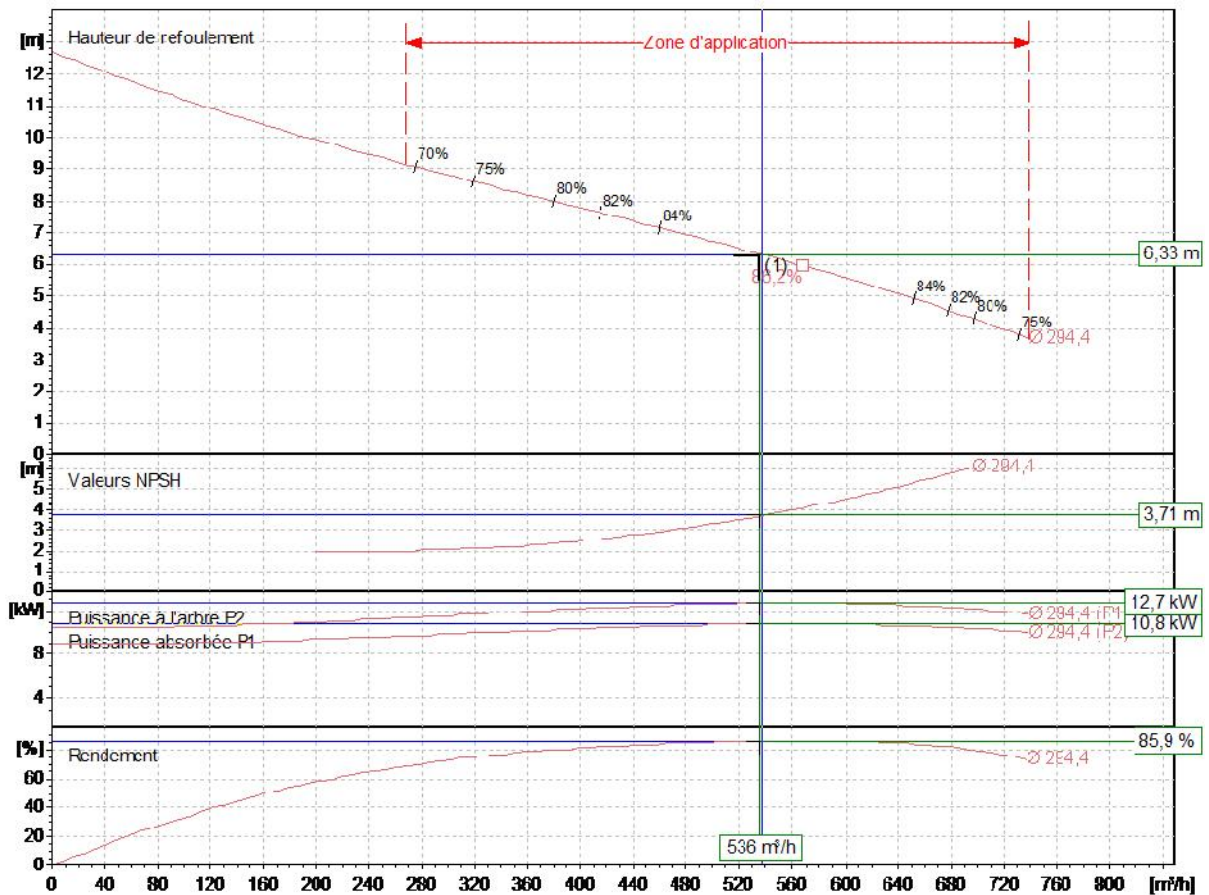


Figure VI.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe

➤ **Dimensionnement de répartiteur (en option):**

La répartition du débit en deux s'effectue à l'aide d'un ouvrage de répartition. Cet ouvrage est conçu comme suit :

- A l'entrée², un élargissement du canal favorise un écoulement laminaire de l'effluent ;
- Une chambre permettant la tranquillisation de l'écoulement ;
- Une paroi de 0.2m d'épaisseur répartit le canal en deux parties permettant ainsi la répartition du débit en deux;
- A la sortie, deux conduites de même diamètre assurent l'acheminement des débits jusqu'aux deux aérateurs.

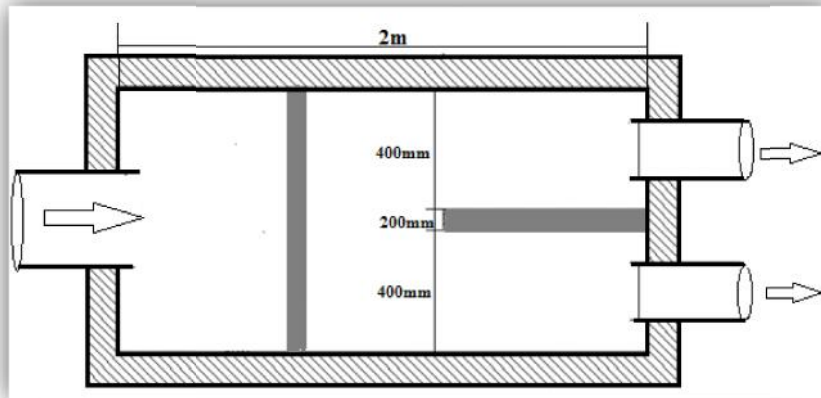


Figure VI.2 : Vue en plan de répartiteur

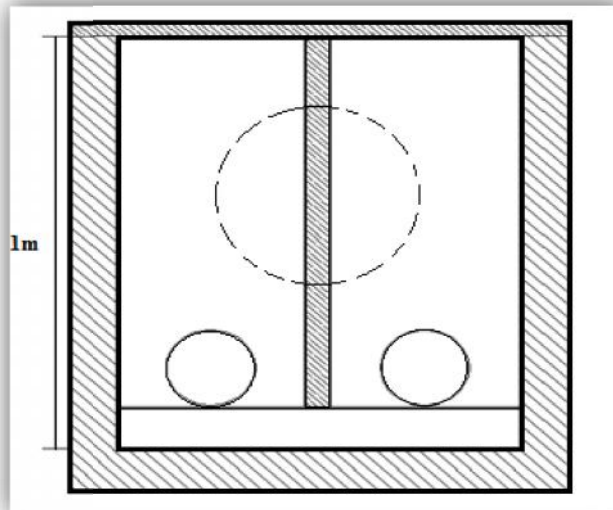


Figure VI.3 : Vue de face du répartiteur

Pour les dimensions de cet ouvrage, on suppose :

- $L=2\text{m}$;
- $l = 1\text{m}$;
- La hauteur de la paroi est prise égale $0,8\text{m}$.

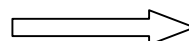
La hauteur de lame déversée est donnée par la formule suivante :

$$hs = \left(\frac{Q_{pte}}{C_d * L} \right)^{2/3} \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(VI.6)}$$

Tel que :

- Q_{pte} : débit de pointe entrant à l'ouvrage (m^3/s) ;
- C_d : Coefficient dimensionnel il est pris égale à $0,82$;
- L : longueur de répartiteur.

Donc : $hs = (0.1489 / (0,82 * 2))^{2/3} = 0.2\text{m}$



hs=20cm

Donc, la hauteur de répartiteur sera égale à $0,8+0,2=1\text{m}$.

VI.3.Profil hydraulique

Le profil hydraulique nous renseigne sur la position de la ligne de piézométrique qui transite la chaîne des différents ouvrages de traitement.

VI.3.1. Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

Les différentes cotes sont représentées dans le tableau (VI.1).

Tableau VI.1 : Cotes terrain naturel moyenne d'implantation des différents ouvrages.

Ouvrages	CTN (m)
Dégrilleur	909,2
Déssableur-Déshuileur	906,15
Le répartiteur	904,72
Bassin d'aération	900,3
Décanteur secondaire	892,5
Bassin de désinfection	887,4

VI.3.2 : Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

a) Calcul des diamètres :

Le diamètre est donné par la formule des pertes de charge de DARCY:

$$H = \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots \dots \dots (VI.7)$$

Avec :

- **K** : coefficient de perte de charge ;
- **Q** : débit en m³/s ;(Q=0,1489m³/s) ;
- **L** : longueur de la conduite ;
- **D** : diamètre de la conduite ;
- **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 ;
- **C_{pB}** : Côte du plan d'eau au point B.

A partir de la formule (VI.5) on aura:

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{C_{pA} - C_{pB}}} \dots \dots \dots (VI.8)$$

Remarque : Dans ce travail, on a choisi du matériau en PEHD vue à sa bonne résistance à la corrosion et à faible rugosité, dureté et une bonne étanchéité.

Tel que :

- m=4,774 ;
- K'=0,001052 ;
- β =1,77.

b) Longueurs des conduites

Les longueurs des conduites qui relient les différents ouvrages sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: Longueurs des conduites entre les ouvrages de la station

Ouvrages	Longueurs (m)
Dégrilleur - Déssableur-déshuileur	3,18
Déssableur-déshuileur - Répartiteur	2,96
Répartiteur- Bassin d'aération	10,94
Bassin d'aération - Décanteur secondaire	11,25
Décanteur II - Bassin de désinfection	26,16

VI.3.3 : Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

Pour cela, on utilise l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_{1-2}/2g + Z_1 = P_2/W + V_{2-2}/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots \text{(VI.9)}$$

Avec:

- 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_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

Les sections des conduites sont négligeables devant celles des ouvrages de la STEP, donc, les énergies cinétiques seront nulles.

La formule (VI.3) devient : $P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$$C_{p1}' = C_{p2} + H_{1-2} \dots \dots \dots \text{(VI.10)}$$

Maintenant, on a toutes les données qui nous permettent de calculer les diamètres des conduites transitant les ouvrages de la station et tous les cotes piézométriques.

-Diamètre de la conduite : dégrilleur -déssableur

On a :

- Côte du radier du dégrilleur : 909,7m ;
- Hauteur d'eau : 0.5m.

Donc : $C_{p \text{ dégrilleur}} = 909,7 + 0,5 = 910,3 \text{ m}$

- Côte du radier du déssableur-déshuileur : 905.17m ;
- Hauteur d'eau : 1.5m.

Donc : $C_{p \text{ déssableur-déshuileur}} = 906,67\text{m}$

- $L = 3,18\text{m}$.
- $H = 2.98\text{m}$

Le diamètre sera donc :

$$D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 3,18 * (0,1489)^{1,77}}{910,3 - 906,67}} = 0,130\text{m}$$

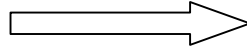
➔

D=150mm

Remarque : On a pris le diamètre 150mm au lieu de diamètre 130mm vue à ce qu'on dispose sur le marché.

➤ **La cote piézométrique :**

$$Cp'_{\text{désableur-déshuileur}} = Cp_{\text{dég}} - H_{1-2}$$



Cp' désableur-déshuileur = 906,67m

Remarque :

On procède à la même manière pour le reste des conduites.

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Récapitulatif des différents calculs (cotes et diamètres)

Désignation	CTN (m)	Cotes radier (m)	Plan d'eau (m)	C _{piézométrique} (m)	Diamètre (mm)	Longueurs (m)
Dégrilleur	909,7	909,7	0,6	910,3	150	3,18
Désableur-déshuileur	906,15	905,17	1,5	906,67		2,96
Répartiteur	904,72	903,8	1	904,8	200	10,94
Bassin d'aération	900,3	899,1	4	903,1	150	11,25
Décanteur secondaire	892,5	887,62	4	891,62	200	26,16
Bassin de désinfection	887,4	884,53	3	887,53		

Conclusion

Afin d'avoir une idée sur le fonctionnement de notre station au point de vue hydraulique, on a été obligé de dimensionner toutes les conduites qui relient nos ouvrages ainsi que les cotes piézométriques et cotes radiers, enfin, on a fini par la réalisation de profil hydraulique de la station qui récapitule tous les résultats obtenus dans ce chapitre.

Chapitre VII

Gestion et Exploitation De la Station

Introduction

Comme toute station d'épuration, une installation de ce type doit faire l'objet d'une surveillance et d'un entretien régulier, tout on suivons les instructions données par le constructeur, afin de détecter toutes les anomalies qui peuvent se produire lors de son fonctionnement, de plus, améliorer le rendement des différents ouvrages et faciliter son fonctionnement pour un but écologique et économique.

VII. 1: Problèmes rencontrés dans une station d'épuration

- Les odeurs :

Les odeurs désagréables dégagées par les stations d'épuration sont généralement d'origine de la fermentation des boues (surtout dans la période chaude) et la stagnation des eaux dans les ouvrages de la station et les canalisations qui les relie ;

Pour cela on propose de nettoyer nos ouvrages d'une manière régulière, de plus, d'assurer l'auto-curage des eaux usées transportées par les canalisations.

- Problème de décantation :

La décantation dépend de la qualité de l'effluent qu'on dispose, pour améliorer la décantation, on propose de mettre un regard de dégazage ou prévoir la recirculation des eaux.

- Remontée des boues à la surface de clarificateur :

Elle provoque le bouchage des conduites de refoulement, donc elle empêche le bon fonctionnement de notre ouvrage.

Pour cela, on propose d'évacuer les boues en excès le rapidement possible.

- Empoisonnement des boues dû à un déversement accidentel des substances indésirables dans les canalisations.

Pour remédié conter cet empoisonnement, on doit augmenter l'oxygénation et la recirculation au maximum, ou procéder à la javellisation des boues en retour à raison de 1 litre d'eau de javel de 28° à 30 ° de concentration pour 25 m³ des boues.

VII.2 : Paramètres à mesurer et à contrôler dans la station

Un certains nombres de paramètres doivent être régulièrement contrôlé et mesurés afin d'assurer une bonne pérennité des ouvrages et un bon rendement de la station.

Les principaux paramètres à mesurer sont :

- ✓ Le débit ;
- ✓ Le débit de boues recerclé ;
- ✓ La turbidité car elle permet de savoir le degré d'épuration atteint après la décantation secondaires ;
- ✓ Le pH et la température ;
- ✓ La quantité d'oxygène dissous (COT),
- ✓ La demande biologique en oxygène (DBO₅) ;
- ✓ La demande chimique en oxygène (DCO) ;
- ✓ La quantité d'azote et de phosphore ;

- ✓ Le taux d'aération du bassin d'aération.

VIII.3. Dispositifs d'entretien des ouvrages

1. Le dégrilleur:

- ✓ Assurer une évacuation quotidienne des déchets, le nettoyage des parois par un jet d'eau et enlever les matières adhérentes putrescibles par les râtaux ;
- ✓ Noter les quantités de refus journaliers ;
- ✓ Vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement ;
- ✓ Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation ;

2. Déssableur-déshuileur :

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté ;
- ✓ Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation ;
- ✓ Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement ;
- ✓ Faire fonctionner 24h/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

3. Bassin d'aération :

- ✓ Contrôler quotidiennement et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnant convenablement ;
- ✓ Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des Aérateurs ;
- ✓ Noter les paramètres de fonctionnement tel que le débit et l'oxygène ;
- ✓ Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, indice de MOHLMAN et la concentration des boues dans le bassin.

4. Clarificateur :

- ✓ Maintenir le clarificateur en état de propreté ;
- ✓ Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur ;
- ✓ Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes ;
- ✓ Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES) ;
- ✓ vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

5. Désinfection des eaux épurées :

- ✓ Maintenir le poste en état de propreté ;
- ✓ Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs ;
- ✓ Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration ;
- ✓ Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.

6. Epaisseur

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté ;
- ✓ Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2 m ;
- ✓ Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies ;
- ✓ Relever les volumes des boues soutirées des épaisseur ;
- ✓ Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

7. Lits de séchage

- ✓ Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement dés herbé et ratissé ;
- ✓ Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm ;
- ✓ Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre ;
- ✓ Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchage (les lits seront refais complètement car les drains seront colmatés ou brisés) ;
- ✓ Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

VII.4: Contrôle de fonctionnement:

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent essentiellement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs....etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeint en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages ou ils sont disposés est impérative pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également vérifiés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

VII.5: Hygiène et sécurité

Parmi les aspects importants à prendre en considération dans la gestion des stations d'épuration on trouve l'hygiène et sécurité du travail.

Parmi les mesures de sécurité et d'hygiène à considérer dans les stations d'épuration on peut citer :

- ✓ La circulation sur les passerelles d'accès aux aérateurs ne doit pas être entravée par des obstacles divers ;
- ✓ Des systèmes d'alarme sont à installer aux points sensibles ;
- ✓ Assurer la ventilation des locaux fermés et prévoir des systèmes de ventilation des ouvrages susceptibles de provoquer des dégagements gazeux importants,
- ✓ Les zones de circulation et de travail devront être munies de garde-corps conformément à la réglementation en vigueur ;
- ✓ Pour prévenir les risques de chutes, on utilisera des dispositifs appropriés (grilles, barraudage...) ;
- ✓ Des perches et des bouées doivent être judicieusement placées en bordure des bassins. toute intervention humaine dans un espace confiné fermé doit être précédée par un contrôle de l'atmosphère, la présence d'hydrogène sulfurée est particulièrement à redouter dans ce cas.

Conclusion

Le bon entretien des stations d'épuration donne une bonne durée de vie aux ouvrages qu'elles comportent, la conception de notre station fait l'objet de traiter tout les rejets venant de la région de Ain El Hammam afin de protéger la cuvette de Taksebt, donc elle lui faudra une bonne gestion de l'exploitation tout on gardant notre milieu naturel propre et sain, de plus protégeant la santé publique.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail constitue une contribution à l'étude de la protection de la cuvette de Taksebt par le dimensionnement et la mise en place des différents systèmes d'épuration des eaux usées du sous bassin versant de Ain El Hammam.

Le bassin versant de l'Oued Aissi est le plus important de toute la région, dont il s'étale sur une superficie de 459 Km² et un périmètre de 105,2 Km, il possède une forme peu allongée, il est drainé par un réseau hydrographique dense. L'importance de son relief est exprimé par une forte pente, une importante densité de drainage et une concentration rapide des débits au niveau de la cuvette de barrage ;

L'étude monographique de la daïra de Ain El Hammam montre que cette dernière se caractérise actuellement par une agriculture peu développée, l'industrie est quasiment inexistante et un taux d'accroissement moyen de 1,33%. La population au dernier RGPH (2008) est estimée à 37 710 habitants et attendra 56 789 habitants en l'an 2039.

Il ressort de toutes les données recueillies que la daïra de Ain El Hammam est une région partiellement assainie, elle est dépourvue d'ouvrage de traitement des eaux usées, ce qui nous pousse à mettre notre station en œuvre.

Les résultats d'analyses effectuées sur les rejets urbains montrent que les eaux usées de la daïra d'AEH présentent un caractère domestique biodégradable, elles sont de ce fait aptes à être traitées biologiquement. La collecte des eaux usées est une nécessité pour assurer la salubrité des agglomérations urbaines. Pour cela, la réalisation d'ouvrages de traitement reste un outil fondamental afin de protéger le milieu récepteur.

Pour les rejets isolés à faible débit, nous avons proposé de réaliser des bassins de décantations, tandis que, les rejets à grand débits, on a envisagé une station d'épuration d'une capacité de 74 000 Eq/hab, implantée au chef lieu de la commune.

D'une manière générale, le choix de la variante se base sur certains critères qui sont les suivants :

- La qualité exigée de l'effluent : $[DBO_5]=30\text{mg/l}$;
- La taille de la population ;
- L'espace disponible pour le site de la STEP ;
- La nature des activités pratiquées dans la région d'étude ;
- Les coûts de la réalisation et les frais d'énergie.

Vue aux résultats de calculs et tenant compte des critères précédents, on a opté pour une station d'épuration avec un traitement biologique à boues activées à faible charge dont le schéma de travail s'est fait comme suit :

- Le prétraitement (dégrilleur, désableur-déshuileur) ;
- Traitement biologique (bassin d'aération, clarificateur) ;
- Traitement complémentaire (bassin de désinfection) ;
- Traitement des boues (épaississeur, lit de séchage).

La gestion et l'exploitation d'une station d'épuration reposent essentiellement sur l'entretien des différents ouvrages, la propreté de la station on nettoyant régulièrement cette dernière, permettant ainsi d'assurer sa pérennité.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail a été à la hauteur de vos souhaits, toute on espérant que la réalisation de ce projet donnera à Ain El Hammam l'image d'une région propre et moderne et participera à la protection de la cuvette du barrage de Taksebt.

Référence

Bibliographique

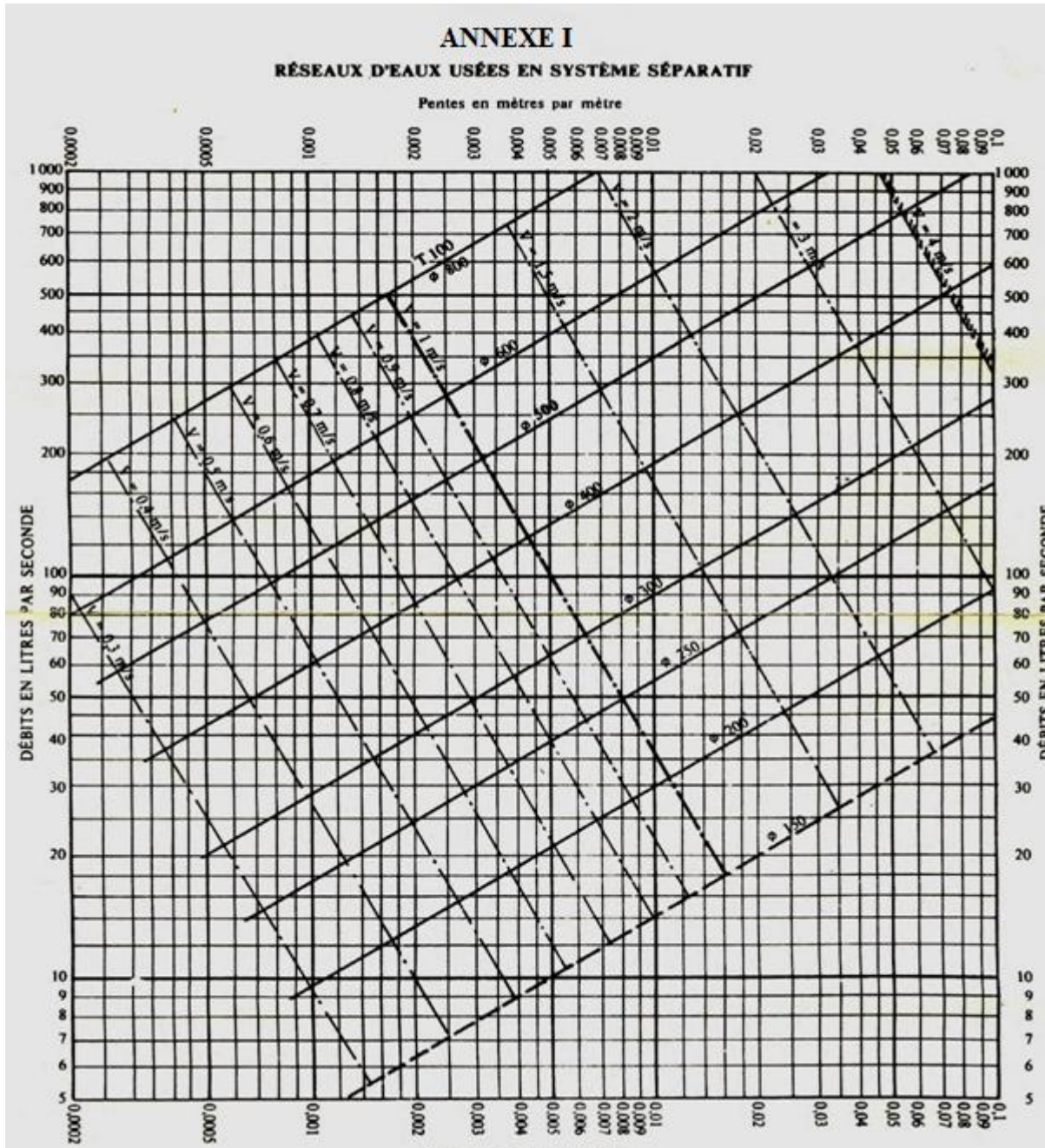
Références Bibliographiques

- [1] **Algérie Environnement N°2** : Edité par le secrétaire d'Etat de l'environnement, Alger.
- [2] **IMESSAOUDENE N ; BOUSSAID D**: Contribution à l'étude de la protection de la cuvette du barrage de Taksebt. Dimensionnement et mise en place de systèmes d'épuration : Cas de sous bassin versant d'AEH. Mémoire d'Ingénieur d'Etat en Agronomie, UMMTO 2008.
- [3] **CASTANY** : Hydrogéologie : principes et méthodes, édition DUNCOD, Paris 1995.
- [4] **GANI F** : Analyses et traitement des eaux du barrage de Takcebt T.O, Thèse d'ingénieur en science agronomique ; UMMTO 2001.
- [5] **GAID A** ; Epuration biologique des eaux usées urbaines, Tomes I et II, Edition OPU d'Alger, 1984.
- [6] **NEE** : Bureau d'étude de système d'épuration et de protection du barrage de Taksebt,T.O.
- [7] **ONA** : Office National d'Assainissement, Direction régionale de TO, Algérie.
- [8] **RAMADE F** : Dictionnaire encyclopédique des pollutions, Edition 2000.
- [9] **PDAU D'Ain El Hammam** : Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la daïra D'Ain El Hammam.
- [10] **HAMMICHE L** : Conception de la STEP de Beni Douala (TO), ENSH.
- [11] **Cahier cours et travaux dirigés, 4^{ieme} et 5^{ieme} année.**
- [12] **Google earth.com.**
- [13] **WWW.Google .com.**

ANNEXES

ANNEXE I

ABAQUE N°1



ANNEXE II

Abaque N°-2

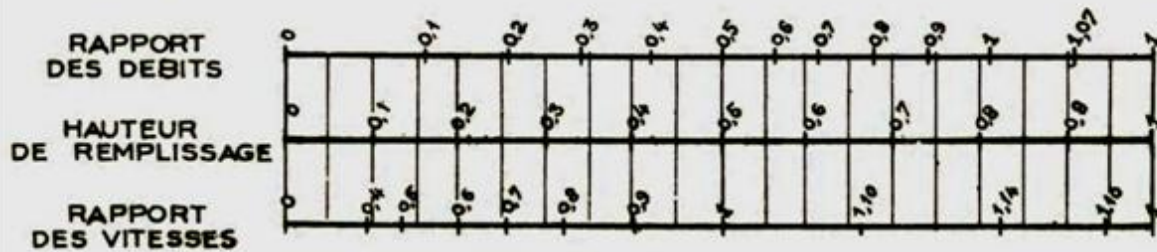
ANNEXE II

Abaque N°2

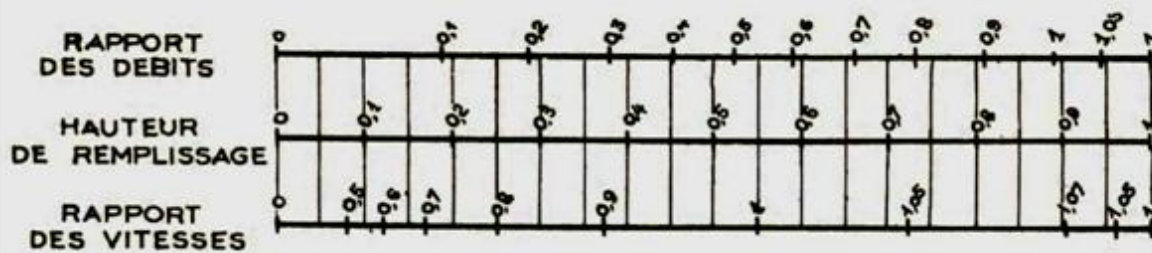
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section