

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdelah -

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Assainissement

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION DE
LA VILLE DE TAZMALT WILAYA (BEJAIA)**

Présenté par :

M^r : MOHAMMEDI Omar

DEVANT LES MEMBRES DE JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M^{me} : BELABES Salima	M.A.A	Examinatrice
M^{me} : HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M^r : BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Examineur
M^r : MAHIEDDINE Mohamed	Subdivisionnaire (DRE)	Invité
M^{me} : TAFAT Leila	M.A.A	Promotrice

Septembre 2014

REMERCIEMENTS

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes

Les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Ma promotrice Mme TAFAT. L pour

Son écoute et ses orientations.

Mes enseignants pour leurs directives et leurs conseils.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier

Mon travail.

O. MOHAMMEDI

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère

A mes frères

A mes chères sœurs

A tous mes oncles et tantes

A tous mes amis en particulièrement Fodil, Kaci, Samy, Rabah, Rachid

Belkaceme, Moh, Zino, Sofiane, Toufik, Fazid, Ahemed, Ghani,

Djamel, Moh, Karim, haçane, Moh .

Aux EA étudiants de l'ENST Khaled, Massi, Majour, Nacer ,

Mimih, Marezok, Moh.

Et tous les étudiants de l'ENST

O.MOHAMMEDI

إن عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة تازمالت بولاية بجاية .
و هذا يهدف إلى تحسين الظروف الإيكولوجية و المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية.
مذكرتنا هذه تتضمن دراسة مفصلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة واستيعاب ضئيلة على مرحلتين
-المرحلة الأولى تتعلق بمعالجة المياه المستعملة في أفق 2025 ذات قدرة معالجة 51876 / نسمة.
-المرحلة الثانية تتمثل في توسيع المحطة من أجل ضمان رفع قدرة الاستيعاب المياه المستعملة إلى 75130 نسمة في أفق
2040.

Résumé

Notre mémoire consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville de Tazmalt (W.Bejaia) dans le but d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux usées, préserver le milieu naturel et protéger la santé publique.

Dans ce mémoire nous allons dimensionner la station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge et faible charge, cette station se réalise en deux phases:

La première phase permettra de traiter la pollution de 51 876 équivalent habitant à l'horizon 2025.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 75130 équivalent habitant à l'horizon 2040.

Abstract

Our dissertation consists in carrying out a purification plant for the town of Tazmalt (Bejaia) with an aim of preserving the natural environment and protecting the public health and to improve the ecologic conditions of the province. In this dissertation, we will size the wastewater treatment plant by activated sludge to average charge and weak charge, this station is made in two phases.

The first phase will permit to treat pollution caused by population of 51876 inhabitants in 2025 horizons. The second phase consists of capacity for this extention these latter correspond to an increase of the initial capacity of the station to 75130 equivalent habitants in 2040 horizons.

Sommaire :

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction.....	2
I.1.Situation géographique.....	2
I.2. Situation géologique	4
I.3. Relief.....	4
I.4. Situation hydrographique.....	4
I.5. Caractéristiques climatiques.....	5
I.5.1.Température.....	5
I.5.2.Vent.....	6
I.5.3. Humidité relative.....	7
I.5.4. Ensoleillement	7
I.5.5. Gelée.....	8
I.5.6.Neige.....	8
I.5.7.Sirocco.....	8
I.5.8.Grêle.....	8
I.5.9. Orage	9
I.5.10.Evaporation.....	9
I.6.Pluviométrie.....	9
I.6.1.Données disponibles.....	9
I.7.Situation démographiques.....	12
I.8.Les équipements.....	13
I.9.Situation hydraulique.....	13
I.9.1.Réseau d'alimentation en eau potable.....	13
I.9.2.Réseau d'assainissement.....	14
I.10. Le site d'implantation de la future station d'épuration.....	14
Conclusion.....	15

Chapitre II : Types de pollution dans les eaux usées

Introduction.....	16
II.1.Origine et nature des eaux usées	16
II.1.1.Les eaux usées domestiques	16
II.1.2.Les eaux usées industrielles	16
II.1.3.Les eaux pluviales	16
II.1.4.Les eaux usées d'origine agricole	17
II.2.La pollution de l'eau	17
II.2.1.Pollution des eaux usées	17
II.2.1.1.Pollution organique	17
II.2.1.2.Pollution minérale	17
II.2.1.3.Pollution microbiologique	18
II.2.1.4.Pollution toxique	18
II.3. Paramètres de pollution des eaux	18
II.3.1.Paramètres physiques.....	18
II.3.1.1.Couleur	18
II.3.1.2.Odeur	18
II.3.1.3. La température	18
II.3.1.4.Matières en suspension	19

II.3.1.5.Matières volatiles en suspension	19
II.3.1.5.Matières volatiles en suspension	19
II.3.1.7.Matières décantables et non décantables	19
II.3.1.8.Matières grasses	19
II.3.2.Les paramètres chimiques	19
II.3.2.1.Le potentiel d'Hydrogène.....	20
II.3.2.2.Conductivité	20
II.3.2.3.Demande biochimique en oxygène.....	20
II.3.2.4.Demande chimique en oxygène	20
II.3.2.5.Rapport DCO/DBO ₅	20
II.3.2.6.Le carbone organique total	21
II.3.2.7.Les nutriments	21
II.3.2.7.1.L'azote	21
II.3.2.7.1.Le phosphore	21
II.3.3.Les paramètres biologiques	21
II.4.Les normes de rejet	22
II.5.Les pollutions rencontrées dans la zone d'étude	22
II.5.1.Pollution agricole	22
II.5.2.Pollution due aux activités industrielles	23
Conclusion.....	23

Chapitre III : Procèdes d'épuration biologique des eaux usées

Introduction.....	24
III.1. Le but de travail.....	24
III.2. le prétraitement.....	25
III.2.1. Dégrillage.....	25
III.2.1.1. Les caractéristiques générales d'une installation de dégrillage.....	25
III.2.1.2. Condition d'utilisation des installations de dégrillage.....	26
III.2.2. Tamisage.....	26
III.2.3. Dessablage	27
III.2.4. Dégraissage- déshuilage.....	28
a) Séparateurs de graisse.....	28
b) Dégraissage- déshuilage aéré	28
c) Deshuileur longitudinal.....	29
III.3. Traitement physico-chimique des eaux.....	30
III.3.1. Décantation.....	30
III.3.1.1 Les principaux types de décanteurs	31
a) décanteurs statiques sans raclage.....	31
b) décanteurs longitudinaux rectangulaires.....	31
c) décanteurs circulaires.....	32
III.3.1.2. Traitement physico-chimique.....	33
a) Coagulation	33
b) Flocculation.....	33
c) Neutralisation	33
d) Décantation	33

e) Les agents des coagulation et la floculation	33
III.4. traitements biologiques.....	33
III.4.1. Les procédés intensifs ou artificiels.....	33
a) Lit bactérien.....	34
b) Disques biologiques.....	34
c) Boues activées	35
d) Les avantages et inconvénients des filières intensives.....	36
III.4.2. Les procédés extensifs ou naturels	37
III.4.2.1. Cultures fixées.....	37
a) Infiltration-percolation.....	37
b) Filtre planté à écoulement vertical	38
c) Filtre planté à écoulement horizontal.....	39
III.4.2.2. Cultures libres.....	40
a) Le lagunage naturel.....	40
b) Lagunage aéré	40
e) Avantages et inconvénients des filières extensives	40
III.5. traitements tertiaires ou complémentaires.....	42
Conclusion.....	42

Chapitre IV : Procèdes d'épuration biologique par boues activées

Introduction	43
IV.1. Composants d'une unité biologique.....	43
IV.2. Le traitement secondaire (par boue activée).....	44
IV.2.1. Classement des procédés par boues activées	44
a) Charge massique.....	44
b) Charge volumique.....	44
c) Age des boues	44
IV.2.2. Choix du procédé d'épuration.....	45
a) Procédé à forte charge.....	45
b) Procédé à moyenne charge	45
c) Procédé à faible charge	45
IV.2.3. Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne ...	46
IV.2.3.1 : Interprétation analytique.....	47
a) Phase de la croissance exponentielle.....	47
b) Phase de croissance ralentie	48
IV.2.3.2. Le mélange intégral.....	49
IV.2.3.3. Le traitement en piston.....	49
IV.2.4. Consommation d'oxygène	49
IV.2.5. Bilan des boues.....	50
IV.2.6. Apports en azote et en phosphore	51
IV.2.7. Paramètres influençant le processus épuratoire.....	51
A)- Besoins en oxygène	51

B)-Besoins en nutriments	51
C)-Effet de la température	51
D)- Influence de PH.....	51
E)-Influence de la toxicité	52
IV.2.8. Les différents systèmes d'aération	52
IV.2.8.1. Aérateurs à air comprimé	52
IV.2.8.2. Aérateurs de surface	52
IV.3. Le décanteur secondaire (la clarification).....	53
IV.4. le traitement tertiaire (la désinfection).....	54
Conclusion	54

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

Introduction.....	55
V.1.Estimation des charges hydrauliques et des charges polluantes.....	55
V.1.1.Charges hydrauliques.....	55
a) calcul du débit des eaux usées domestiques	55
b) Calcul du débit des équipements	55
c) Calcul du débit total en eau potable	55
V.1.2.Evaluation des rejets.....	56
V.1.3. Evaluation des charges polluantes.....	59
a) La charge moyenne journalière en DBO5.....	59
b) La charge moyenne journalière en MES.....	59
c) La charge moyenne journalière en DCO	59
V.2. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration	60
V.2.1.Prétraitements	60
V.2.1.1.Dégrilleur	60
V.2.1.2.Dessablage – Déshuilage.....	64
V.2.2. Le traitement primaire (décantation primaire).....	67
V.2.3. Les traitements secondaires.....	69
V.2.4. Traitement tertiaire (désinfection)	77
V.2.4.1. Dose du chlore à injecter	77
V.2.4.2. La dose journalière en chlore.....	77
V.2.4.3. Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore... ..	77
V.2.4.4. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire	77
V.2.4.5. La quantité annuelle d'hypochlorite	77
V.2.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection	77
V.2.5. Traitement des boues	78
V.2.5.1. Epaissement.....	78
V.2.5.2. Stabilisation.....	78
V.2.5.3.Déshydratation.....	79
V.2.5.4. Dimensionnement.....	79
A -1- l'épaississeur.....	79
A-2-Stabilisateur aérobie	80
A.3. lits de séchage	81
V.3. Etude de la variante à faible charge.....	83
V.3.1.Dimensionnement du bassin d'aération.....	83
V.3.2.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	86

V.3.3. Traitement tertiaire (désinfection)	88
V.3.4. Dimensionnement.....	88
Conclusion.....	90

Chapitre VI : Calcul hydraulique

Introduction	91
VI.1. Déversoir d'orage	91
VI.1.1. Type de déversoir d'orage.....	91
VI.1.2. calcul des déversoirs d'orages.....	92
VI.1.2.1. Calcul le déversoir de Tazmalt.....	92
VI.1.2.2. Calcul le déversoir d'Allaghen.....	94
VI.3. La station de pompage de Tazmalt.....	94
VI.3.1. Dimensionnement du puisard.....	94
VI.3.2. La conduite de refoulement	95
VI.3.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe	96
VI.3.4. Choix de la pompe.....	97
VI.3. La station de pompage d'Allaghen.....	97
VI.5. Profil hydraulique	99
A. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages	99
VI.4.1. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages.....	100
VI.4.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques... ..	100

Chapitre VII : Gestion et exploitation de la station d'épuration

Introduction.....	103
VII.1. Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration.....	103
VII.2. Contrôle de fonctionnement:.....	104
VII.2.1. Contrôle journalier.....	104
VII.2.2. Contrôles périodiques.....	104
VII.3. Entretien des ouvrages.....	105
VII.3.1. Le dégrilleur	105
VII.3.2. Dessableur-déshuileur.....	105
VII.3.3. Bassin d'aération.....	105
VII.3.4. Clarification.....	105
VII.3.5. Désinfection des eaux épurées.....	106
VII.3.6. Lits de séchage.....	106
VII.3.7. Epaisseur.....	105
VII.4. Risques pour l'homme.....	106
A. Chutes ou glissades.....	106
B. Risques mécaniques.....	106
C. Risques liés à la manutention.....	106
D. Risques électriques.....	106
E. Risque d'incendie.....	107

F. Risque d'explosion.....	107
G. Risques toxiques.....	107
VII.5. Disposition générale.....	107
Conclusion.....	107
Conclusion générale.....	108

Liste des tableaux

Tableau I.1: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales.....	5
Tableau I.2 : Vitesses mensuelles du vent moyen et maximal ainsi que le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s.....	6
Tableau I.3 : Fréquence moyenne inter-annuelle des vents par leur direction.....	6
Tableau I.4: Vitesses maximales fréquentielles.....	7
Tableau I.5: Humidité mensuelles moyennes (%).....	7
Tableau I.6 : Ensoleillement mensuel moyen (heures).....	7
Tableau I.7: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée.....	8
Tableau I.8: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige.....	8
Tableau I.9 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de Sirocco.....	8
Tableau I.10 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de grêle.....	8
Tableau I.11 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours d'orages.....	9
Tableau I.12 : Evaporations mensuelles et annuelles.....	9
Tableau I.13 : Caractéristiques des stations pluviométriques.....	10
Tableau I.14 : la série pluviométrique de la région de Tazmalt	10
Tableau I.15 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle de la station Tazmalt.....	11
Tableau I.16 : Le nombre de la population pour différents horizon.....	12
Tableau I.17 : Sources d'approvisionnement en eau potable.....	13
Tableau I.18 : Ouvrages de Stockage	14
Tableau II.1 : Coefficient de biodégradabilité	20
Tableau II.2 : Les valeurs limites maximales des paramètres de rejets	22
Tableau II.3: Activité industrielle	23
Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des filières intensives.....	36
Tableau III.2 : avantages et inconvénients des filières extensives.....	41
Tableau IV.1 : Classement des procédés par boues activées.....	45
Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés	45
Tableau V.1 : consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.....	56
Tableau V.2 : Estimation des différents débits des eaux usées aux différents.....	59
Tableau V.3 : les charges polluantes	60
Tableau V.4 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	61

Tableau V.5 : les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.....	63
Tableau V.6: Dimensionnement du déssableur-déshuileur.....	67
Tableau V.7 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{\text{moy h}}$	68
Tableau V.8: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.....	69
Tableau V.9 : Résultats de calcul d'aérateur pour l'horizon 2040.....	76,77
Tableau V.10 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.....	78
Tableau V.11 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2025 et 2040).....	82,83
Tableau V.12 : Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons.....	87,88
Tableau V.15: Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2025 et 2040).....	90
Tableau VI.1 : Les caractéristiques hydrauliques du déversoir à l'amont.....	94
Tableau VI.2: Les caractéristiques hydrauliques du déversoir à l'aval	94
Tableau VI.3 : Les valeurs de K, m et	96
Tableau VI.4: caractéristiques de la pompe choisie.....	97
Tableau VI.5: Les caractéristiques hydrauliques du dimensionnement puisard d'Allaghene	98
Tableau VI.6 : Les caractéristiques hydrauliques du dimensionnement de la station de pompage d'Allaghene	98
Tableau VI.7: caractéristiques de la pompe choisi.....	98
Tableau VI.8: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.....	99
Tableau V.7 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	100
Tableau V.8 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.....	102

Listes des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la région d'étude.....	3
Figure I.2 : la ville de Tazmalt.....	4
Figure I.3 : la variation de la pluie à Tazmalt.....	10
Figure I.4 : La variation de la pluie annuelle de Tazmalt.....	11
Figure I.5 : Evaluation de la population pour différents horizon.....	13
Figure I.6 : Localisation de l'emplacement de la future STEP de Tazmalt.....	15
Figure III.3 : Grille courbé a peigne.....	26
Figure III.4 : Tamis rotatif.....	27
Figure III.5 : Dessableur rectangulaire aéré.....	28
Figure III.6 : Déshuilage par écumage des graisses.....	29
Figure III.7 : Déshuileur dégraisseur de la STEP de BARAKI	29
Figure III.8 : Ouvrage dessablage –déshuilage combinés.....	30
Figure III.9 : Décanteur cylindro-conique.....	31
Figure III.11 : Décanteur longitudinal à pont racleur.....	32
Figure III.10 : Décanteur circulaire à raclage mécanique.....	32
Figure III.12 : Schéma du principe du lit bactérien.....	34
Figure III.13 : Schéma du principe des biodisques.....	35
Figure III.14 : Schéma du principe d'épuration a boues activées.....	36
Figure III.15 : cultures fixées sur support fin.....	38
Figure III.16 : Filtre planté à écoulement vertical.....	39
Figure III.17 : filtre planté à écoulement horizontal.....	40
Figure IV.1 : Procèdes biologique à boues activées.....	43
Figure IV.2 : différentes phases de l'évolution de la DBO et MVS.....	46
Figure IV.3 : Aérateur à air comprimé.....	52
Figure IV.3 : Aérateur de surface.....	53
Figure VI.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latéral.....	91
Figure VI.2 : Tracé des collecteurs (secondaire et principale) acheminant les eaux usées vers la station d'épuration de Tazmalt (w) Bejaia.....	92
Figure VI.3 : schéma refoulement des eaux usées de la station de pompages vers la station d'épuration de Tazmalt.....	95

Liste des planches

Planche 1 : plan topographique de la STEP de Tazmalt (W. Bejaia) ;

Planche 2: plan topographique avec l'implantation des ouvrages de la STEP de Tazmalt (W. Bejaia);

Planche 3 : Profil hydraulique de la STEP de Tazmalt (W. Bejaia);

Planche 4 : Ouvrages de traitement des eaux ;

Planche 5 : Ouvrages de traitement des boues.

Introduction Générale

L'eau est indispensable à la vie sur terre, mais elle est également essentielle au développement industriel et agricole des sociétés humaines. Ce développement accéléré s'accompagne souvent d'une pollution de l'atmosphère et des eaux qui pose un réel problème pour l'environnement. La pollution de l'eau survient lorsque des matières sont déversées dans l'eau qui en dégrade la qualité, ce qui rend son utilisation dangereuse et perturbe le milieu aquatique.

Lorsque l'homme utilise l'eau il ne fait pas que la consommer, mais aussi il en rejette une partie dans l'environnement. C'est ce que l'on appelle l'eau usée, cette eau usée peut contenir différentes pollutions. On a donc tout d'abord commencé à la traiter pour des raisons sanitaires, et pour préserver les ressources hydriques, est l'un des problèmes majeurs qui pèse sur l'environnement.

Actuellement, le rejet des eaux usées d'origine diverses (domestique et industriel) de la commune de Tazmalt se déverse directement dans l'Oued Sahel sans aucun traitement préalable. La contamination de ce dernier est l'un des problèmes de la pollution de l'eau des rivières que l'on rencontre plus fréquemment dans le monde, d'où la nécessité de traiter les eaux usées est indispensable avant de les rejeter dans le milieu naturel.

L'installation d'une station d'épuration est indispensable, car l'Oued Saleh reçoit des quantités énormes de rejet. Par conséquent la détérioration des conditions écologiques et sanitaires ainsi que l'incapacité d'utiliser ces eaux pour l'irrigation.

Les objectifs visés par cette station sont d'abord la protection de l'environnement contre la pollution puisque beaucoup d'agriculteurs irriguent leurs domaines à partir de l'oued Sahel et de la nappe qui se trouve dans la région (source principale d'alimentation de la ville en eau), ensuite la réutilisation des eaux traitées ainsi que la boue pour l'agriculture.

Le but de notre travail est dimensionner la station d'épuration par boue activée destinée à traiter les eaux usées de la ville de Tazmalt avant de les rejeter dans l'Oued Sahel.

Chapitre I

Présentation de la Zone D'étude

Introduction

La préservation de la qualité des eaux de l'oued Sahel ainsi que de la nappe alluviale, principale ressource d'alimentation en eau de la commune de Tazmalt nécessite l'installation de la station d'épuration afin d'éliminer les rejets des eaux usées.

Dans chaque implantation d'une station d'épuration, le choix de site nécessite une vaste connaissance de différentes caractéristiques de lieu.

Pour cela, les critères de sélection du site d'implantation consistent à réaliser des études préliminaires suivantes :

- Etude géographique ;
- Etude topographique
- Etude géologique ;
- Etude géotechnique ;
- Etude hydrogéologique ;
- Caractérisation des effluent à traiter ;
- Evaluation des débits et des charges polluantes.

I.1. Situation géographique

La commune de Tazmalt a une superficie de 33,64 Km² soit 3364 ha, avec une population estimée à 28891 habitants d'après le recensement de 2008, soit une densité de 859 hab/Km².

La ville de Tazmalt est située à environ quatre-vingt-six (86) kilomètres à l'ouest de Bejaia sur l'axe de la route nationale N°26 reliant la wilaya de Bejaia à celle de Bouira.

Faisant partie de la wilaya de Bejaia, et comme le montre la figure I.1, la ville de Tazmalt est délimitée :

- Au Nord par : la commune de beni-Mellikeche.
- Au Sud par : la commune de Boudjellil.
- A l'est par : les communes d'Ighram, Akbou et Ait-Rezine.
- A l'Ouest par : les communes de Chorfa et d'Aghbalou dans la wilaya de Bouira



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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

La commune de Tazmalt est située à : 36°23'04'' Nord 4°23'57'' Est, à une altitude qui varie de 215 à 450 m.

Le tissu urbain est plus concentré sur le centre comme nous le montre la figure ci-dessous :



Figure I.2 : *vue terrestre de la topographie de la ville de Tazmalt*
(Source Google Earth 2014).

I.2. Situation géologique

On distingue plusieurs types de sol dans cette commune, le fond de la vallée est constitué par des sols peu évalués alluvionnaires provenant des dépôts de l'oued Sahel. En principe, ces sols peuvent devenir très productifs à condition que leur couche supérieure ne soit pas lessivée régulièrement

I.3. Relief

La commune de Tazmalt présente deux milieux naturels distincts, la partie basse de la vallée de la soummam qui forme le premier ensemble qui nous intéresse, et la zone de montagne vers le nord occupant une grande partie qui correspond en fait au prolongement de la chaîne du djurdgura. Ces versants s'approchent l'un de l'autre au niveau de la zone éparse.

I.4. Situation hydrographique

Le territoire de la commune est parcouru par un réseau hydrographique (cours d'eau) assez dense.

L'oued le plus important, est l'oued Sahel .En effet, Ces oueds sont caractérisés par des débits faibles et très irréguliers (importants en hivers, secs en été).ils sont constitués par :

- L'oued Beni-Hamdoune ;
- L'oued Beni-Mellikeche.

Pratiquement, ils jouent le rôle de collecteurs des eaux usées provenant des différents établissements humains dont la ville de Tazmalt (cités, usine,...).

I.5. Caractéristiques climatiques

Dans cette partie, nous étudierons successivement :

- ✓ Température de l'air ;
- ✓ Humidité relative ;
- ✓ Vent ;
- ✓ Ensoleillement ;
- ✓ Gelée ;
- ✓ Neige ;
- ✓ Sirocco ;
- ✓ Grêle ;
- ✓ Orage ;
- ✓ Evaporation.

Pour ce faire, et faute de station climatologique propre à la région d'étude, nous avons eu recours aux données de la station de Bouira, étant donné que c'est la station de plus représentative.

La station climatologique de Bouira est située à environ 50 km de la zone d'étude et est localisée à une altitude de 555 m dont les coordonnées géographiques sont : latitude=36°23N et longitude=03°53E

Les paramètres climatiques mensuels enregistrés à cette station sont fournis par l'office Nationale de la Météorologie (O.N.M) et permettent de mettre en évidence les fluctuations les plus significatives qui ont affecté le climat dans cette région d'étude.

L'analyse de ces données est nécessaire à fin de mieux déceler et appréhender les phénomènes climatiques de l'ensemble de la zone du projet et cela selon la disponibilité des données et selon les possibilités offertes par les organismes spécialisés.

I.5.1. Température

Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont regroupées au tableau ci-après:

Tableau I.1: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy-Ann
T moy	8,6	9,2	10,6	13,0	16,8	22,1	26,2	26,4	22,5	17,5	12,6	9,8	16,3
T max	17,1	18	21,3	23,1	28,2	33,3	38,7	39,8	37,1	29,4	24,9	22,3	39,8
T min	1,4	2,3	2,4	3,1	5,1	8,1	9,1	11,7	10,5	7,8	4,1	2,4	1,40

(Source : ONM)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Les mois les plus chauds sont juin, juillet, août et septembre ou la température moyenne varie entre 22,1 °C et 26,4 °C, les mois les plus froids sont décembre, janvier et février, température moyenne oscille entre 8,6 °C et 9,8°C.

L'écart de températures entre l'été (août) et l'hiver (janvier) est environ de 18 °C en moyenne.

La température moyenne inter-annuelle varie dans les limites de 14,8 °C jusqu'à 17,2 °C.

I.5.2. Vent

Il s'agit d'un facteur important dans l'élaboration du système de protection de la station d'épuration. Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction.

Les vitesses mensuelles du vent moyennes et maximales ainsi que le nombre de jours violents supérieur à 20 km/h enregistrées à la station de Bouira figurent au tableau qui suit:

Tableau I.2 : Vitesses mensuelles du vent moyen et maximal ainsi que le nombre de jours violents supérieur à 20 km/h

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
I_{moy} (km/h)	3,6	3,3	3,8	4,0	3,7	4,1	3,7	3,4	3,4	3,2	2,9	3,2	3,5
V_{max} (km/h)	23	25	21	23	22	29	22	25	22	20	21	21	23
Nombre de Jour ou V > 20km/h	3	2	3	4	4	6	6	5	4	3	2	2	44

(Source : ONM)

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 3,5 km/h et les vitesses moyennes mensuelles sont comprises entre 2,9 km/h et 4,1 km/h

Le moyen inter annuel des vitesses maximales du vent mesurées à la station de Bouira est de 23 km/h, elle peut atteindre 29 km/h.

En ce qui concerne la direction des vents et leurs fréquences, nous avons choisi la station de M'chedellah pour représenter notre zone d'étude

Tableau I.3 : Fréquence moyenne inter-annuelle des vents par leur direction.

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Fréquence (%)	4,6	13,3	9,6	22	4,8	17,3	32	3,3

(Source : ONM)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Nous constatons selon les données absentes à la station M'cheddelah que les vents prédominants sont ceux de l'Est et Ouest.

Une analyse fréquentielle des vitesses de vent maximales observées à Bouira a été effectuée par la méthode statistique de Gumbel qui a donné la vitesse maximale du vent, susceptible d'être observée une fois sur (n) nombre d'années.

Les résultats du traitement statistique sont regroupés au tableau suivant:

Tableau I.4: Vitesses maximales fréquentielles

Fréquence (%)	50	80	90	95	98	99
Période de retour (an)	2	5	10	20	50	100
Vitesse maximale (m/s)	22	25	26	27	29	31

(Source : ONM)

I.5.3. Humidité relative

C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Les données d'humidité relative mensuelles moyennes sont présentées au tableau suivant :

Tableau I.5: Humidité mensuelles moyennes (%)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
79	82	72	68	61	57	49	50	64	72	78	82	68

(Source : ONM)

La moyenne annuelle de la région est de 68 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en décembre, janvier et février (79 à 82 %) et minimales en juillet (49 %).

I.5.4. Ensoleillement

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées au tableau suivant :

Tableau I.6 : Ensoleillement mensuel moyen (heures)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
178	187	227	251	300	322	346	310	259	224	189	175	2967

(Source : ONM)

L'analyse de ce tableau met en valeur l'importance de l'insolation dans cette zone (2967 heures /an = 8,1 heures / jour).

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.5.5. Gelée

Tableau 1.7 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
7	5	9	2	0	0	0	0	0	0	3	5	31

(Source : ONM)

Ce phénomène est fréquent en hiver de novembre à avril avec un maximum de 9 jours au mois de mars, il y a donc un risque de gelée au mois de janvier et surtout au mois de mars.

I.5.6. Neige

Tableau 1.8 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

(Source : ONM)

Nous remarquons que le nombre de jours de neige le long de la période d'observation est nul ou faible.

I.5.7. Sirocco

Il s'agit d'un vent de sud pouvant causer des dégâts importants par l'élévation brutale des températures. Les diverses valeurs observées à la station de Bouira sont présentées au tableau suivant :

Tableau I.9 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de Sirocco

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	2	5

(Source : ONM)

Nous remarquons que les journées de sirocco sont observées pendant le mois froid (décembre), et pendant la période estivale (juillet - aout).

I.5.8. Grêle

Tableau I.10 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de grêle

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	2

(Source : ONM)

I.5.9.Orage

Tableau I.11 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours d'orages

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
0	1	0	0	3	3	1	3	1	1	0	1	14

(Source : ONM)

Ce phénomène est fréquent pendant les mois de mai, juin et août.

I.5.10.Evaporation

Tableau I.12 : Evaporations mensuelles et annuelles

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
79	75	113	135	186	261	339	312	203	152	96	73	2023

(Source : ONM)

Cette évaporation est mesurée sous abri à l'évaporomètre Piche de la station de Bouira.

Nous remarquons que l'évaporation est importante aux mois de juin, juillet et août et elle est faible aux mois de décembre, janvier et février.

I.6.Pluviométrie

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale pour les aménagistes afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques comme les égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales, ainsi que le coût des réseaux de drainage.

I.6.1.Données pluviométriques

Pour l'étude des pluies nous avons utilisé la série pluviométrique de la station de Tazmalt (150501) qui dispose d'une série de 35 années s'étalant de 1966 jusqu'à 2000 avec une lacune en 1966.

Nous admettons la validité des valeurs de la station pour représenter la zone d'étude. Les caractéristiques de cette station fait l'objet du tableau suivant :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.13 : Caractéristiques des stations pluviométriques

Code de la station	Nom de la station	Coordonnées Lambert		Altitude (m)	Période de fonctionnement	Nombre d'années	
		X(Km)	Y(Km)			Complète	lacuneuses
150501	Tazmalt	652.70	344,20	350	1966 - 2000	34	1

(Source : ANRH)

La série observée à la station de Tazmalt est présentée à la figure I.3 et au tableau I.14

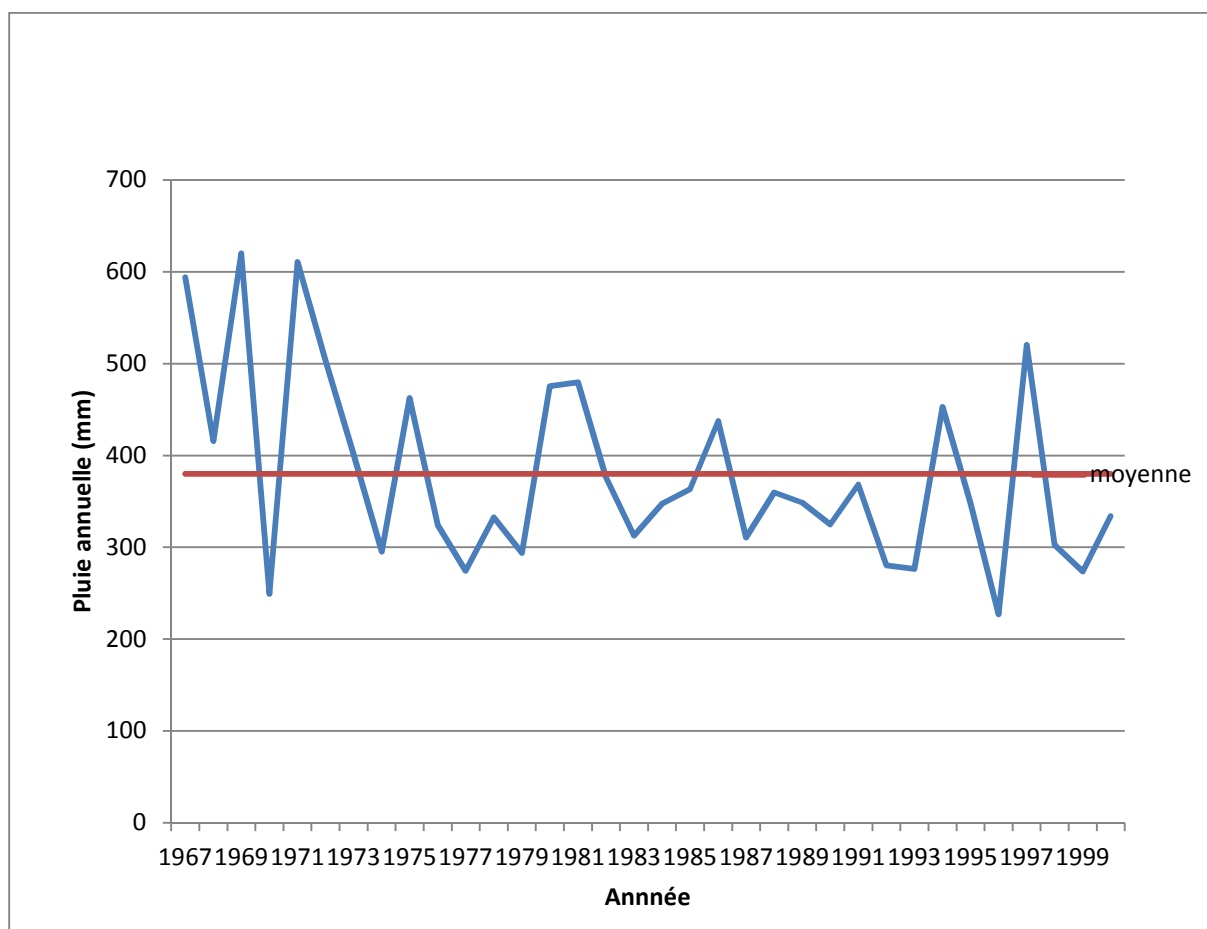


Figure I.3 : La variation de la pluie à Tazmalt

Tableau I.14 : la série pluviométrique de la région de Tazmalt

Année	Pluie moyenne annuelle	Année	Pluie moyenne annuelle
1967	594,1	1986	437,5
1968	415,7	1987	310,7
1969	620,2	1988	359,8
1970	249,2	1989	348,5
1971	610,7	1990	324,9
1972	503,8	1991	368,4

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Suite de **Tableau I.14** : la série pluviométrique de la région de Tazmalt

1973	401,1	1992	280,2
1974	295,3	1993	276,4
1975	462,5	1994	453
1976	324,1	1995	348,2
1977	274,2	1996	226,8
1978	332,5	1997	520,4
1979	293,9	1998	302,5
1980	475,5	1999	273,5
1981	479,7	2000	334
1982	376,4	N	34
1983	312,6	p	380
1984	347,6		104
1985	363,4	Cv	0,27

(Source : ANRH)

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à station de Tazmalt est suivante :

Tableau I.15 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle de la station Tazmalt.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année	
P	mm	25,3	28,8	39,9	55,9	49,2	44	48,1	38,8	28,4	10,2	4,8	6,5	380
	%	9,7	7,6	10,5	14,7	12,9	11,6	12,7	10,2	7,5	2,7	1,3	1,7	100

D'après cette répartition on distingue une saison humide de 9 mois (de septembre jusqu'à mai) pendant laquelle la pluie représente 94,3 % de la pluie moyenne annuelle et une saison sèche aux mois de Juin, juillet et Août.

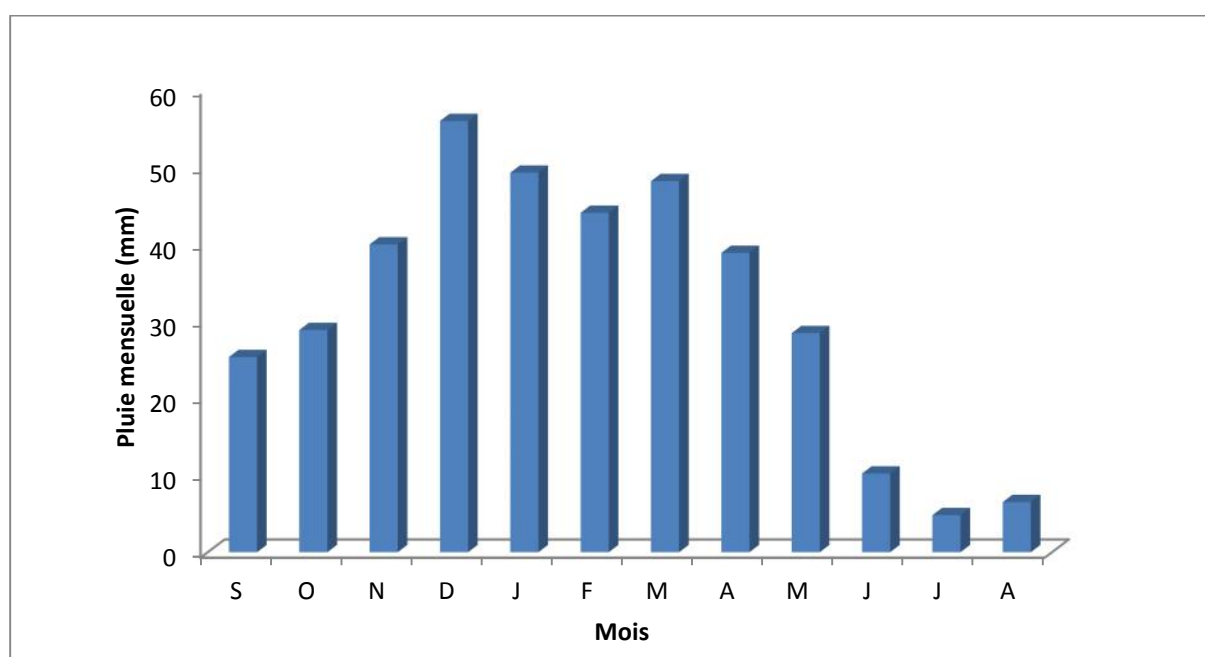


Figure I.4 : *La variation de la pluie annuelle de Tazmalt.*

I.7. Situation démographique

Pour pouvoir déterminer les débits d'eaux usées d'origine domestique à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population desservie et son évolution en fonction du temps. Pour déterminer la population future, plusieurs méthodes donnent des relations plus ou moins approximatives selon les caractéristiques de la ville considérée. Dans notre cas, nous avons opté pour la méthode dite à taux de croissance géométrique qui stipule que la croissance est directement proportionnelle à la population actuelle, soit :

$$P=P_0 (1+t)^n \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec

- ✓ P : population future à l'horizon considéré ;
- ✓ P₀ : population à l'année de référence 2008;
- ✓ t : taux d'accroissement annuel de la population en %
- ✓ n : nombre d'années séparant les horizons

t=2,5% ;(d'après les services de l'APC de Tazmalt)

Tazmalt est la troisième commune la plus peuplée de la wilaya de Bejaia après la commune de Bejaia et d'Akbou, selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008, la population de la ville de Tazmalt est évaluée à 28 891 habitants contre 9 061 en 1977:

Evolution de la population raccordée à la STEP pour différent horizon

Tableau I.16 : Le nombre de la population pour différents horizons

Horizon	2014	2025	2040
La ville de Tazmalt	30 473	39 984	57 907
Allaghane	3 032	3 978	5 762
La zone d'étude	33 505	43 962	63 669

(Source : APC)

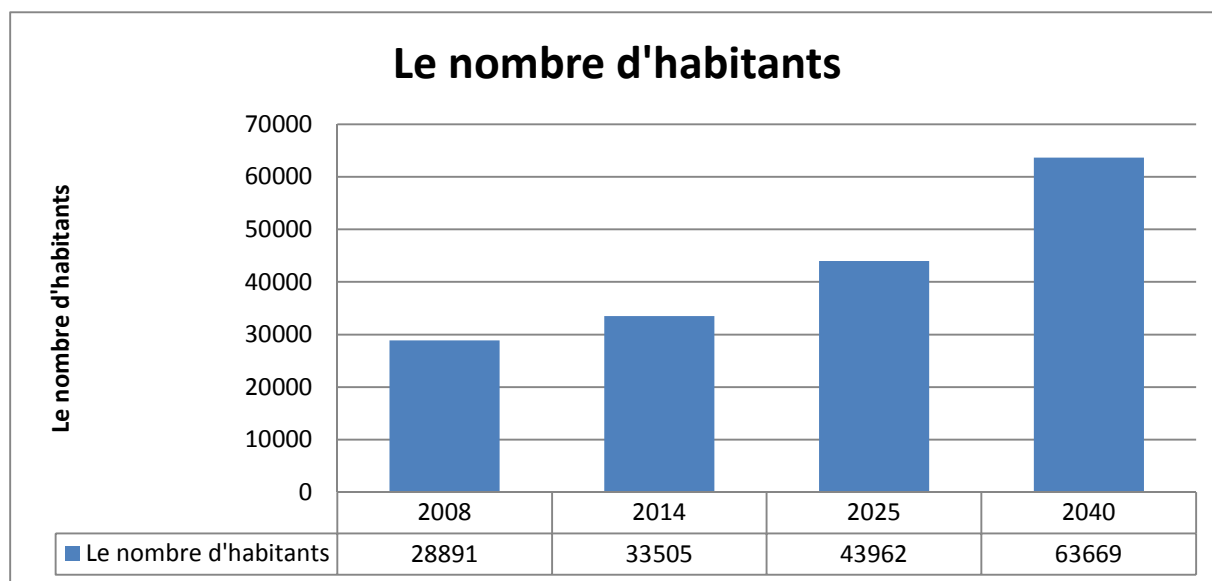


Figure I.5 : *Evaluation de la population pour différents horizon*

I.8. Les équipement

L'agglomération chef-lieu de Tazmalt, dispose d'équipements culturels, sportifs, éducatifs, sanitaires, administratifs, religieux, commerciaux et industriels.

Il est important de faire un inventaire des différents équipements et industries présents dans la zone d'étude pour pouvoir évaluer les eaux usées industrielle.

En effet, ces derniers sont un facteur déterminant dans le dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

I.9. Situation hydraulique

La situation hydraulique comprend l'étude du réseau d'alimentation en eau potable et le réseau d'assainissement

I.9.1. Réseau d'alimentation en eau potable :

Les ressources en eau souterraines sont les plus abondantes au niveau de la région de Tazmalt étant donné qu'une grande partie du territoire de commune se trouve au niveau de la plaine alluviale de l'oued Sahel. De ce fait l'alimentation en eau potable de la ville se fait essentiellement à partir des forages qui sont au nombre de cinq ainsi que 92 puits à usage domestique et agricole.

Tableau I.17 : Sources d'approvisionnement en eau potable

Source d'approvisionnement	Débit (l /s)
Forage Amarra (ichikar)	15
Forage boulekbache (ichikar)	10
Forage Ihaddaden	25
Forage maisonnette (Kirate)	12
Forage Allaghane	30
Puits communaux	50
Source Timedith	05
Total	147

(Source : APC)

Ouvrages de stockages:

La distribution est assurée par cinq réservoirs avec station de reprise et deux réservoirs surélevés ayant une capacité globale de 3350 m³.

Les ouvrages de stockages existants dans la région d'étude sont :

Tableau I.18 : ouvrages de stockage

Ouvrages de stockage	Capacité (m ³)
Château d'eau Tazmalt	400
Château d'eau Tinessouine Ibehlal	100
Réservoir d'eau Tiouririne	400
Réservoir d'eau Tiouririne	200
Réservoir d'eau Tiouririne	500
Réservoir d'eau surélevé Tiouririne	100
Réservoir Rodha	100
Réservoir Idriken	200
Réservoir Allaghane	300
Réservoir Allaghane	100
Réservoir d'eau Ikherbane	500
Réservoir d'eau Ikharbane	150
Réservoir d'eau Rodha	300
Total	3350

(Source : APC/Subdivision hydraulique)

I.9.2. Réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement de la ville de Tazmalt est de type unitaire a pour rôle, l'évacuation de toutes les eaux usées de la ville et une partie des eaux pluviales vers une station d'épuration

Le centre-ville de Tazmalt est doté d'un réseau d'assainissement vétuste de sections variables, qui est donc de type unitaire. Il existe deux rejets principaux : Est « Ichikar » et Ouest « ferme Zitoun » qui se déversent à l'air libre.

L'agglomération secondaire d'Allaghen est dotée d'un réseau de type unitaire dont les rejets au nombre de trois s'effectuent directement dans l'oued Sahel.

I.10. Le site d'implantation de la future station d'épuration

Le site devant accueillir la future station d'épuration est du type pierreux, à faible convenance agricole (Oliveraie), le relief est plus ou moins plat avec une légère pente vers Oued sahel.

La surface du terrain est de 52000 m², il appartient à la direction des services agricoles.

Il est limité pas la route nationale N°26 au Nord et Oued beni-Mellikeche à l'Ouest.



Figure I.6 : *vue terrestre du l'emplacement de la future STEP de Tazmalt*
(Source Google Earth 2014).

Conclusion

D'après cette étude, la ville de Tazmalt est caractérisée par un climat méditerranéen. Le relief pratiquement inclinés, surtout dans la partie haute ce qui favorise l'écoulement gravitaire vers la partie basse au sud.

Le réseau d'AEP contient plusieurs réservoirs et stations de pompages, la distribution d'eau potable se fait 24/24. Le réseau d'assainissement est unitaire, et achemine les eaux usées de notre zone d'étude vers des différents points de rejets.

La nécessité d'une station d'épuration est indispensable à cause des effets néfastes sur la santé publique ainsi que le milieu récepteur (la nappe et oued sahel).

En effet, le site d'implantation de la station a été choisi en fonction de certains critères, à savoir :

- L'éloignement des habitations.
- Topographie du terrain.
- Position par rapport au réseau d'assainissement
- Géologie du terrain
- Position par rapport à la zone de réutilisation agricole.

Chapitre II

Types de Pollution Dans Des Eaux Usées

Introduction

Il est nécessaire d'épurer les eaux usées avant de les rejeter en milieu naturel, pour éviter la pollution des eaux d'une réserve naturelle (superficielle ou profonde) a pour conséquence la perturbation, à plus ou moins longue échéance, de l'équilibre biologique de cette eau, ce qui la rendra susceptible de provoquer des dommages ou des désordres.

II.1.Origine et nature des eaux usées

Les eaux usées sont réparties en plusieurs catégories. Elles regroupent les eaux usées Domestiques, les eaux industrielles, les eaux pluviaux, les eaux usées d'origine agricoles.

II.1.1.Les eaux usées domestiques

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement Porteuses de pollutions organiques. Elles se répartissent comme suit :

- Les eaux vannes d'évacuation des toilettes : ils sont chargés de diverses matières organiques et azotées.
- Les eaux évacuées des cuisines et des salles de bains : ils sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques, etc.
- Les eaux de lavage.

Leurs productions dépendent directement de la consommation d'eau potable et du degré de confort des habitations ainsi que les habitudes des occupants.

II.1.2.Les eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent des différentes usines de fabrication ou de transformation. La qualité de ces eaux varie suivant le type d'industrie, elles contiennent des matières organiques, minérales, des produits fermentescibles et peuvent être chargées en matières toxiques difficilement biodégradables qui nécessite un traitement spécifique. C.-à-d. il est nécessaire de faire un prétraitement au niveau des usines avant d'évacuer ces eaux dans le réseau.

II.1.3.Les eaux pluviales

Elles peuvent, elles aussi, constituer une source de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, et métaux lourds...).

Les polluants sont en majorité des matières en suspension d'origine minérale, mais aussi des hydrocarbures provenant de la circulation automobile.

II.1.4. Les eaux usées d'origine agricole

Elles proviennent essentiellement des fermes et cultures. Elles se caractérisent par une forte teneur en sels minéraux (azote, phosphore) issues des purins et lisiers d'élevage, ainsi que de l'usage fréquent des pesticides et des engrais solubles lessivés dans les sols agricoles.

II.2. La pollution de l'eau

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique, biologique ou bactériologique de ses qualités naturelles, provoquée par l'homme et ses activités. Elle perturbe les conditions de vie de la flore et de la faune aquatique, elle compromet les utilisations de l'eau et l'équilibre du milieu naturel.

II.2.1. Pollution des eaux usées

La pollution des eaux usées se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- pollution organique.
- pollution minérale.
- pollution microbiologique.
- pollution toxique (minérale et organique).

A chacune de ces formes de pollutions correspond nécessairement une modification du milieu récepteur qui se traduit indirectement et à plus ou moins long terme, par des conséquences néfastes sur l'individu.

II.2.1.1. Pollution organique

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante d'autant plus que dans son acceptation la plus large, cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités (urbaines, industrielles, artisanales et rurales) chaque activité rejette des composés spécifiques biodégradables ou pas. On distingue pour les eaux usées urbaines les matières organiques banales (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non ioniques), les huiles et goudrons.

II.2.1.2. Pollution minérale

Il s'agit principalement d'effluents industriels contenant des substances minérales tels que :

Les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques, le plomb, le mercure, le chrome, le cuivre, le zinc et le chlore.

Ces substances suscitent :

- Peuvent causer des problèmes sur l'organisme de l'individu.
- Perturbent l'activité bactérienne en station d'épuration.
- Affectant sérieusement les cultures.

II.2.1.3. Pollution microbiologique

La pollution microbiologique des eaux est le terme utilisé pour désigner la présence de bactéries et virus. Invisibles à l'œil nu, ces microorganismes à l'origine de contamination des eaux littorales, proviennent d'hommes ou d'animaux qui hébergent dans leur appareil digestif, une quantité considérable de bactéries, voire de virus.

La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu.

II.2.1.4. Pollution toxique

La toxicité présente dans les eaux usées peut être organique ou minérale, les substances organiques toxiques sont entrées autres les pesticides, les hydrocarbures et les produits organiques de synthèse industriels (aldéhydes, phénols, produits azotes ...etc.).

Les substances minérales toxiques sont : les sels à fortes concentration, les ions métalliques rejetés par les effluents industriels.

II.3. Paramètres de pollution des eaux

La pollution des eaux usées se présente sous trois formes principales :

- Physique (matières en suspension)
- Chimique (matières organiques dissoutes)
- Biologique

II.3.1. Paramètres physiques

II.3.1.1. Couleur

Dans les eaux usées urbaines, la couleur est due à la présence de matières organiques dissoutes ou colloïdales. Elle est normalement grisâtre. La couleur noire indique une décomposition partielle des matières contenues dans les eaux usées, tandis que les autres teintes sont d'origine industrielle. Elle est déterminée à l'aide d'un comparateur optique.

II.3.1.2. Odeur

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable, par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde.

II.3.1.3. La 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 sels et des gaz en particulier la conductivité électrique et dans les variations du PH.

La température optimale pour l'activité des micro-organismes, épurateurs est comprise entre 20°- 30°C, au-delà, la vitesse de réaction décroît rapidement et le floc bactérien se trouve rapidement épuisé en oxygène. [1]

II.3.1.4.Matières en suspension (MES)

Ce sont des particules solides très fines et généralement visibles à l'œil nu. Il s'agit de matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales. La matière en suspension comporte des matières organiques et des matières minérales. Toutes les matières en suspension ne sont pas décantables, en particulier les colloïdales retenus par la filtration. Deux techniques sont actuellement utilisées pour la détermination des matières en suspension ; elles font appel à la séparation par filtration directe ou centrifugation.

II.3.1.5.Matières volatiles en suspension (MVS)

Elles représentent la fraction organique des matières en suspensions. Ces matières disparaissent au cours d'une combustion et sont mesurées à partir des matières en suspension (résidu à 105°C) en les calcinant dans un four à 525°C pendant 2heurs.

II.3.1.5.Matières minérales en suspension (MMS)

C'est la différence entre les matières en suspension (MES) et les matières volatiles en suspension (MVS) $MMS=MES - MVS$ (II.1)

Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice, poussières par exemple.

II.3.1.7.Matières décantables et non décantables

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné. Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont donc être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique. (Utilisation d'un cône d'IMHOFF, ou l'éprouvette cylindro-conique du docteur Coin).

II.3.1.8.Matières grasses

Les eaux résiduaires industrielles contiennent des quantités élevées de 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. Les matières grasses peuvent occasionner des obstructions dans les égouts et rendent plus difficile l'exploitation des stations d'épuration des eaux. [2]

II.3.2.Les paramètres chimiques

II.3.2.1. Le potentiel d'Hydrogène (PH)

Le pH mesure la concentration des ions H^+ dans l'eau. Ce paramètre caractérise un grand nombre d'équilibre physico-chimique. La valeur du pH altère la croissance et la reproduction des micro-organismes existants dans une eau, la plupart des bactéries peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9, l'optimum est situé entre 6,5 et 8,5, des valeurs de pH inférieures à 5 ou supérieures à 8,5 affectent la croissance et survie des micro-organismes aquatiques selon l'organisation Mondiale de la Santé (OMS). [3]

II.3.2.2. Conductivité

La conductivité est liée à la concentration des substances dissoutes et à leur nature. La mesure de la conductivité permet d'évaluer approximativement la minéralisation globale de l'eau. 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.

II.3.2.3. Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

La Demande Biochimique en Oxygène (DBO) c'est la quantité d'oxygène nécessaire à la dégradation de la matière organique biodégradable d'une eau par le développement des micro-organismes, pendant 5 jours à 20 °C, on parle alors de la DBO₅, qui est exprimée en mg O₂/l.

II.3.2.4. Demande chimique en oxygène (DCO)

La Demande Chimique en Oxygène (DCO) c'est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder la matière organique (biodégradable ou non) d'une eau à l'aide d'un oxydant, le bichromate de potassium t. Ce paramètre offre une représentation plus ou moins complète des matières oxydables présente dans l'échantillon. Elle est exprimée en mg O₂/l.

II.3.2.5. Rapport DCO/DBO₅

Le rapport DCO/DBO₅ est utilisé comme index de biodégradabilité des eaux usées. On distingue trois cas cités dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Coefficient de biodégradabilité. [3]

$\frac{DCO}{DBO_5}$	Caractéristiques de l'eau
$\frac{DCO}{DBO_5} < 2$	Facilement biodégradable donc on peut envisager un traitement biologique
$2 < \frac{DCO}{DBO_5} < 3$	L'effluent biodégradable à condition de mettre en place un traitement adéquat (on ajoute des bactéries)
$\frac{DCO}{DBO_5} > 3$	Non biodégradable un traitement physico-chimique s'impose

II.3.2.6. Le carbone organique total (COT)

Il correspond à une approche de la matière organique dont le carbone est le constituant essentiel. Il provient de la décomposition de débris organiques végétaux et animaux. Il peut également provenir de substances organiques émises par les effluents municipaux et industriels. Le principe le plus courant de la mesure du C.O.T repose sur la combustion des matières organiques carbonées d'un effluent après passage au four à 950°C sous un courant d'oxygène. Cette combustion libère du gaz carbonique qui est dosé par un analyseur infra-rouge, dont la réponse obtenue est proportionnelle à la quantité de carbone organique présent.

II.3.2.7. Les nutriments

II.3.2.7.1. L'azote

L'azote rencontré dans les eaux usées peut avoir un caractère organique ou minéral, il se présente sous quatre formes :

- L'azote organique (N) : qui rentre dans la composition des molécules des êtres vivants.
- L'azote nitreux (NO_2^-) et L'azote nitrique (NO_3^-) : composés représentant les formes oxydées de l'azote.
- L'azote ammoniacal (NH_4^+) : qui est la forme minérale de l'azote constituant un stade intermédiaire entre l'azote organique, les nitrites et les nitrates

Dans les eaux usées, l'azote se trouve principalement sous forme ammoniacale. Les concentrations des formes oxydées de l'azote sont faibles.

II.3.2.7.1. Le phosphore

Le phosphore est l'un des composants essentiels de la matière vivante. Les composés phosphorés ont deux origines, le métabolisme humain et les détergents. Dans les eaux usées, le phosphore se trouve soit sous forme d'ions ortho phosphates isolés, soit sous forme d'ions phosphates condensés ou sous forme d'ions phosphates condensés avec des molécules organiques.

Remarque : pour qu'une eau usée soit biodégradable ou traitable par la voie biologique On doit avoir les rapports suivants :

$$\text{DBO5/N/P} = 100/5/1 \quad \text{et} \quad \text{DCO/N/P} = 250/7/1$$

II.3.3. Les paramètres biologiques

Les microorganismes pathogènes présents dans les eaux usées peuvent être classés en quatre groupes principaux :

Chapitre II : Types de pollution dans les eaux usées

- **Les bactéries pathogènes** : Salmonelles, Shigela, Vibrio ...
- **Les virus** : poliovirus, schovirus, réovirus, Le virus de l'hépatite A ...
- **Les parasites** : Tænia, Ascaris, Toxocora ...
- **les champignons**

II.4. Les normes de rejet

Les normes de rejets avant ou après traitement sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets.

Paramètres	Unités	Valeurs limites	Tolérances aux valeurs limites anciennes installations
Température	°C	30	30
Matières En Suspension (MES)	mg/l	35	40
Demande Biochimique en Oxygène (DBO5)	mg d'O2/l	35	40
Demande Chimique en Oxygène (DCO)	mg d'O2/l	120	130
Azote Kjeldahl	mg/l	30	40
Phosphore total	mg/l	19	15
Huiles et graisses	mg/l	20	30
Ph	-	6.5-8.5	6.5-8.5
Substances toxiques Bioaccumulables	mg/l	0.005	0.01
Cyanures	mg/l	0.1	0.15
Fluor et composés	mg/l	15	20
Indice de phénols	mg/l	0.3	0.5
Hydrocarbures	mg/l	10	15
Cadmium	mg/l	0.2	0.25
Cuivre total	mg/l	0.5	1
Mercure total	mg/l	0.01	0.05
Plomb total	mg/l	0.5	0.75
Chrome total	mg/l	0.5	0.75

(Source : journal officiel de la république Algérienne, N°26 du 23/04/2006)

II.5. Les pollutions rencontrées dans la zone d'étude

II.5.1. Pollution agricole

Le secteur agricole dans cette commune détient une place importante vu qu'il occupe une superficie de 3 114 ha sur une superficie communale de 3 364 ha soit 92,56 % de la superficie cadastrale. Les principales activités agricoles de cette région sont successivement :

Chapitre II : Types de pollution dans les eaux usées

l'arboriculture, les cultures fourragères, céréales, légumes sec, jachère et les maraîchages. S'ajoute à cela les élevages de gros bétail.

La concentration des élevages entraîne un excédent de déjections animales par rapport à la capacité d'absorption des terres agricoles. Ces déjections, sous l'effet du ruissellement de l'eau et de l'infiltration dans le sous-sol, enrichissent les cours d'eau et les nappes souterraines en dérivés azotés et constituent une source de pollution bactériologique.

La pollution agricole s'intensifie depuis que les agriculteurs utilisent des engrais chimiques, des herbicides, des insecticides et pour améliorer le rendement de leurs cultures.

Ces produits ont un impact sur les milieux et des effets toxiques sur l'homme.

II.5.2. Pollution due aux activités industrielles

L'activité industrielle n'est pas très développées, les plus importantes unités industrielles existantes, implantées dans la région sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Activité industrielle.

Nature de l'activité	Nombre	Nature du rejet
Limonadière	02	Eaux usées
Unité de production de jus	01	Eaux usées
Laiterie	01	Eaux usées
Huilerie moderne	09	Margines
Huilerie super presse	08	Margines
Huilerie traditionnelle	11	Margines
Station de lavage graissage	10	Eaux usées
Abattoir	01	Eaux usées
Total	42	

(Source : Inspection de l'environnement)

Il existe un nombre important d'huileries (28) et de stations de lavages graissage (10) dans la région d'études rejetant des margines (Liquide noirâtre dense et acide issu de la pression des olives) et des huiles de vidanges en quantité considérable directement dans le cours d'eau et réseaux d'égout sans traitement préalable. Cela pourra infecter le bon fonctionnement des ouvrages de future station d'épuration si aucune mesure de prévention n'est pas envisagée.

Conclusion

Les eaux usées sont des milieux extrêmement complexes, qui contient des particules fines de toute sorte physique, chimique et biologique. Pour les faire éliminer ou diminuer des procédés et des techniques de traitement mis en œuvre pour les épurer avant de les rejeter dans le milieu récepteur.

Chapitre III

Procédés D'épurations Des Eaux Usées

Introduction

Les eaux usées sont habituellement un milieu chargé de matières sous différentes formes : physique-en suspension, en solution, colloïdales-chimiques-minérales, organiques-biologiques.

Pour les éliminer, les techniques de dépollution ou d'épuration des eaux usées ont recours à des processus simples dans leurs principes. Ils reposent sur des séparations physiques, des transformations biologiques et des corrections chimiques.

La caractéristique commune à l'ensemble de ces principes est qu'ils sont créateurs de sous-produit sous forme «boues» qu'il conviendra soit d'éliminer, soit de le valoriser.

III.1. Le but de travail

L'élimination de la majeure partie des déchets domestiques ou industriels qui se trouvent dans les eaux usées.

Le schéma ci-dessous permet de situer d'une manière succincte les différentes étapes du principe de traitement des eaux usées :

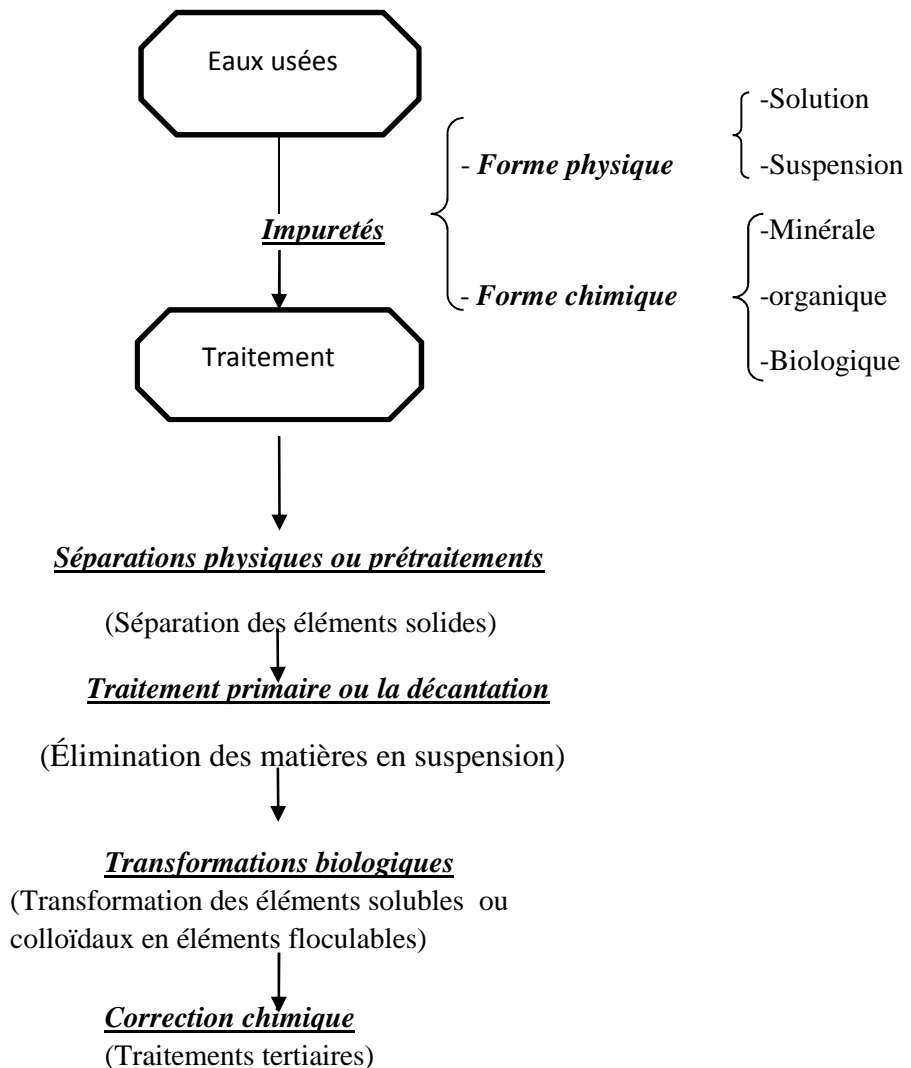


Figure III.1 : principe d'épuration d'une eau usée

III.2. le prétraitement

On entend par «prétraitement physique» une série d'opérations qui ont pour but d'éliminer la fraction la plus grossière des particules entrainées, et de retirer de l'effluent des matières susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager les équipements. Et Ces opérations sont les suivantes :

- ✓ Dégrillage ;
- ✓ Tamisage.
- ✓ Dessablage ;
- ✓ Dégraissage-déshuilage ;

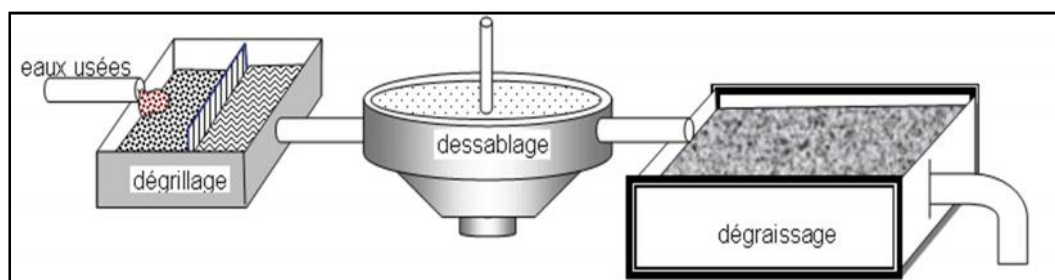


Figure III.2 les différents procédés de prétraitement

III.2.1. Dégrillage

Les dégrilleurs assurent la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent il s'agit de grilles qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux entraînés par les eaux s'écoulant dans les canalisations d'assainissement. Une grande diversité de grilles est disponible sur le marché (droite, courbe, nettoyage amont, aval). La présence d'une grille est indispensable sur toutes les stations d'épurations.

III.2.1.1. Les caractéristiques générales d'une installation de dégrillage

➤ **Forme et position de la grille**

La grille peut être droite ou courbée ; les grilles droites peuvent être placées en position verticale ou inclinées par rapport au plan horizontale ; dans ce dernier cas, elles présentent au courant d'eau une plus grande surface.

➤ **Espacement des barreaux**

L'espacement entre les barreaux permet de fixer la taille des déchets à éliminer ; pour cela, on distingue trois types de dégrillage, en fonction de la taille des détritux à éliminer :

- 30 à 100 mm : prédégrillage
- 10 à 30 mm : dégrillage moyen
- 3 à 10 mm : dégrillage fin [4]

➤ **Nettoyage**

Pour éviter le colmatage de l'installation, une opération de nettoyage est obligatoire ; elle peut être manuelle dans le cas des petites stations ou automatique lorsque le volume des déchets à évacuer est important.

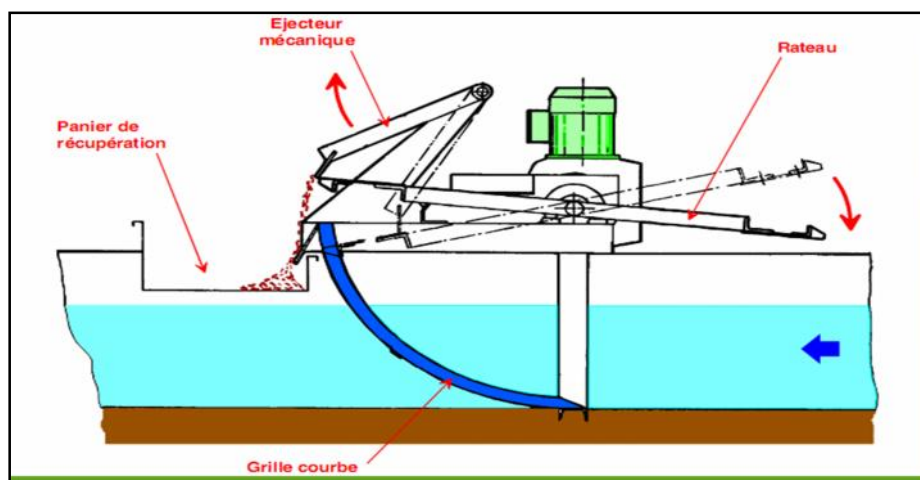


Figure III.3 : Grille courbé a peigne.

➤ Evacuation des déchets :

Les déchets extraits par le dispositif de nettoyage peuvent être évacués par bac amovible, bande transporteuse ou vis d'Archimède.

III.2.1.2. Condition d'utilisation des installations de dégrillage

Pour un dégrillage optimal, il faut tenir compte des conditions suivantes :

-Vitesse de passage (V) à travers les barreaux :

$0,5 < V < 1,2$ m/s, les pertes de charges doivent être inférieures à 0,4 m,

-L'espacement des barreaux doit être choisi en fonction de la qualité du dégrillage :

Espacement trop grand \longrightarrow L'efficacité de l'opération sera insuffisante,

Espacement trop faible \longrightarrow augmentation du volume des déchets, ce qui imposera un dispositif de nettoyage plus important et risque le colmatage de la grille.

Prévoir deux grilles fonctionnant en parallèle afin d'avoir une souplesse dans l'exploitation et l'entretien.

Prévoir un canal by-pass de la grille principale, équipé d'une grille manuelle de secours pour les besoins d'entretien et de réparation et faisant également office de trop-plein de sécurité en cas de colmatage accidentelle. [3]

III.2.2. Tamisage

Le tamisage est une opération très générale sur les effluents industriels chargés en matières en suspension de forte taille (abattoirs, conserveries et légumes), il permet la récupération des déchets utilisables, évite l'obstruction de canalisation ou de pompes, limite les risques de dépôts et de la fermentation, soulage le traitement biologique ultérieur

- Le macrotamisage, avec une dimension de maille supérieure à 250-300 μm , pouvant aller jusqu'à quelques millimètres.
- Le microtamisage, entre 30 et 100-150 μm . [4]

Il existe plusieurs types de tamis, tels que : Tamis rotatifs, Tamis vibrants et Tamis fixe.

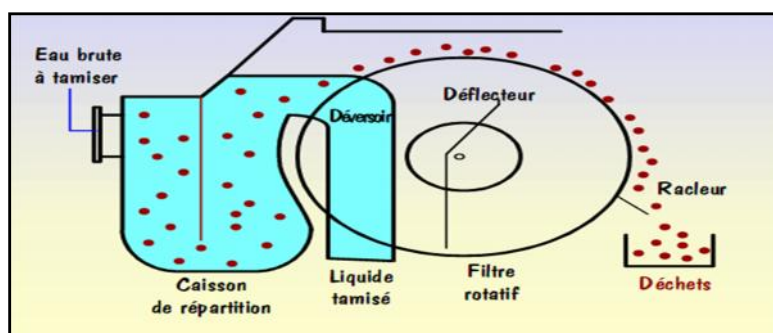


Figure III.4 : tamis rotatif

III.2.3. Dessablage

L'élimination des sables présents dans l'effluent brut est indispensable si on veut protéger les conduites et les pompes contre la corrosion et aussi éviter le colmatage des canalisations par une sédimentation au cours du traitement.

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0,2mm et de masse spécifique de l'ordre de $2,65 \text{ g/cm}^3$. [4]

La vitesse de sédimentation des particules est en fonction de leur nature, de leur diamètre et la viscosité du liquide dans lequel elles se trouvent.

C'est donc une décantation sélective des particules à haute densité. Il faut que la vitesse ascensionnelle soit inférieure à la vitesse de chute des particules.

Il existe divers types de dessableurs dont : [5]

- ✓ Les dessableurs à couloirs.
- ✓ Les dessableurs circulaires.
- ✓ Les dessableurs à aérés.

Il peut s'agir de dessableurs à couloirs simples qui sont des canaux à section élargie et rectangulaire, dans lesquels la vitesse de passage est inférieure à 0,3m/s de façon à éviter le réentraînement des particules par le courant de l'eau.

Les dessableurs circulaires alimentés tangentiellement et dans lesquels, les sables sont projetés vers la paroi et redescendent en décrivant une spirale d'axe vertical, la vitesse de passage est de l'ordre 0,8m/s et le temps de séjour est de 1mm environ.

Les dessableurs aérés, dans lesquels l'insufflation de l'aire imposent aux eaux un mouvement de rotation et entraînent :

- Une décantation des grains de sables.
- Un rafraichissement des eaux par l'apport d'oxygène.
- Les temps de séjour sont 3 à 5 mm et l'injection d'air est de $1 \text{ à } 1,5 \text{ m}^3/\text{m}^3$ d'eau.

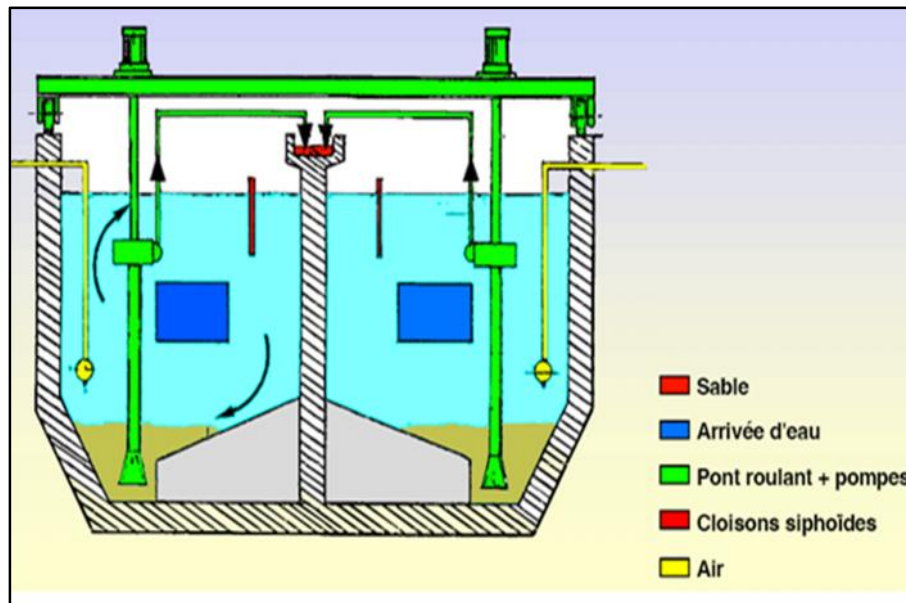


Figure III.5 : dessableur rectangulaire aéré

Remarque

Le dessablage permet d'éliminer environ 70% de la matière minérale présente dans les eaux usées (MMS).

Le volume de sable recueilli dans les dessableurs varie entre 5 et 12 litres par habitants et par an. Il dépend de la nature de l'effluent, du type de réseaux, de l'état de la voirie, etc...

III.2.4. Dégraissage- déshuilage

C'est une opération destinée à réduire les graisse et huiles non émulsionnées par simple sédimentation physique en surface.

Il est évident que les huiles et graisses présentent de multiples inconvénients dans le traitement biologique ultérieur, tels qu'une mauvaise diffusion de l'oxygène dans le floc bactérien, le bouchage des pompes et canalisations et une acidification du milieu dans le digesteur anaérobie.

Pour qu'un dégraissage soit efficace, il faut que la température de l'eau soit inférieure à 30°C

Il existe différents dispositifs de deshuilage-dégraissage conçus suivant la nature de l'eau à traiter et les concentrations à éliminer : [5]

a) Séparateurs de graisse

Appelés également boîtes à graisse, ils sont conçus pour des débits de 20 à 30 m/s les faibles temps de séjour (3 à 5 mn) et une vitesse ascensionnelle de 15 m/h.

b) Dégraissage- déshuilage aéré

Ce type d'ouvrage comprend une zone aérée (avec insufflation par le bas) afin améliorer la vitesse de séparation, suivi d'un compartiment de sédimentation latéral calculé pour une vitesse ascensionnelle de 15 à 20 m/s.

Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

Les temps de séjour sont de 3 à 10 mn calculés sur le débit maximal. Les produits sont récupérés en surface au moyen de racleur manuel ou mécanique.

Le débit d'air à introduire dépend de la concentration des graisses et des huiles, et est de l'ordre de 5 à 10 m³/h et par m³ de capacité de l'ouvrage. La pression de l'air injectée est de l'ordre de 0,5 bar.



Figure III.6 : *Déshuilage par écumage des graisses.*

c) Deshuileur longitudinal

C'est un bassin de forme rectangulaire équipé de répartiteurs et de racleurs de surface et de fond. Ce type de deshuileur est utilisé pour traiter les eaux résiduaires de raffineries de pétrole et l'effluent d'abattoir etc... , Ses caractéristiques principales sont :

- Vitesse ascensionnelle de 0.9 à 3.6 m/h
- Section transversale calculée pour une vitesse d'écoulement de 20 m/h à 50m/h,
- Largeur comprise entre 2 et 6 m
- Hauteur d'eau de 1 à 3



Figure III.7 : *deshuileur dégraisseur de la STEP de BARAKI*

Remarque

Le plus souvent, les deux traitements physiques précédents (dessablage et déshuilage) s'effectuent dans un seul et unique ouvrage de traitement qui est le déssableur-déshuileur. Il élimine les huiles et graisses en surface et les matières décantables en profondeur.

La figure II.8 nous montre un schéma d'un déssableur-déshuileur :

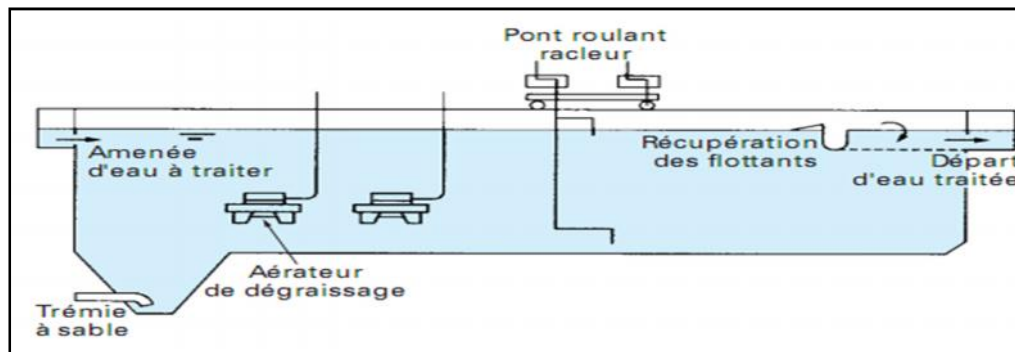


Figure III.8 : ouvrage de dessablage-déshuilage combinés.

III.3. Traitement physico-chimique des eaux

Le traitement physico-chimique fait appel à des procédés :

- ✓ Physique comme la décantation.
- ✓ Physico-chimique tel que la coagulation- floculation.

III.3.1. Décantation

C'est l'élimination des matières en suspension présentes dans le milieu liquide est réalisée par sédimentation, en utilisant uniquement les forces de gravité.

La décantation, processus essentiel du traitement primaire, a pour but :

- De retenir une fraction importante de la pollution organique,
- D'alléger la charge du traitement biologique ultérieur,
- De réduire les risques de colmatage des systèmes de traitement biologique par culture fixée (lits bactériens, disques biologiques,...),
- D'éliminer 30 à 35% de la DBO₅, 60% de MES et 90% des matières décantables (pour une eau usée domestique). [6]

On distingue deux types de sédimentation :

- *Sédimentation libre ou grenue*, qui conservent les mêmes dimensions au cours de leur chute ; elles sédimentent indépendamment les unes des autres avec une vitesse de chute constante.
- *Sédimentation coalescentes*, qui s'agglomèrent pendant la sédimentation, ces particules décantent selon deux mécanismes différents suivant les conditions :

- **Décantation diffuse** : lorsque la concentration en MES est faible : le floc dispersé décante comme s'il était seul, sa vitesse de chute augmente au fur et à mesure que d'autres particules plus fines s'y agglomèrent,
- **Décantation en piston** : lorsque la concentration en MES est élevée : on a une décantation d'ensemble des floccs qui sont freinés au cours de leur chute. [5]

III.3.1.1. Les principaux types de décanteurs

a) décanteurs statiques sans raclage

Ils sont généralement utilisés pour les petites stations (1000 à 2000 hab.). Le temps de séjour est de l'ordre de 1H30 à 2H au débit diurne. L'extraction des boues exige une pente de fond (au moins égale à 60°).

La **figure III.9** représente un décanteur cylindro-conique statique sans raclage

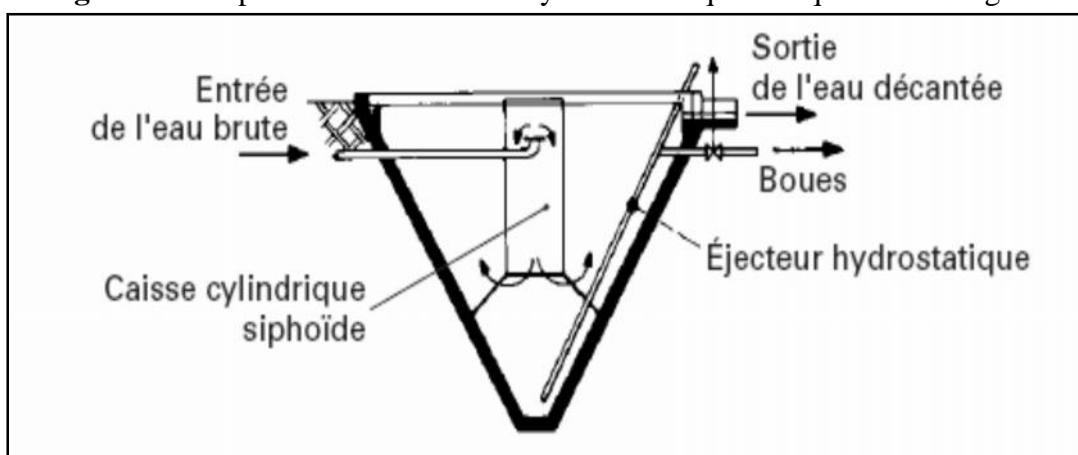


Figure III.9 : *Décanteur cylindro-conique*

b) décanteurs longitudinaux rectangulaires

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage :

- les décanteurs à pont racler
- les décanteurs à chaînes.

Les ponts racler se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contre-courant. Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs le puits des boues est situé à l'arrivée de l'effluent. Un décanteur rectangulaire avec raclage est représenté sur la figure qui suit : [5]

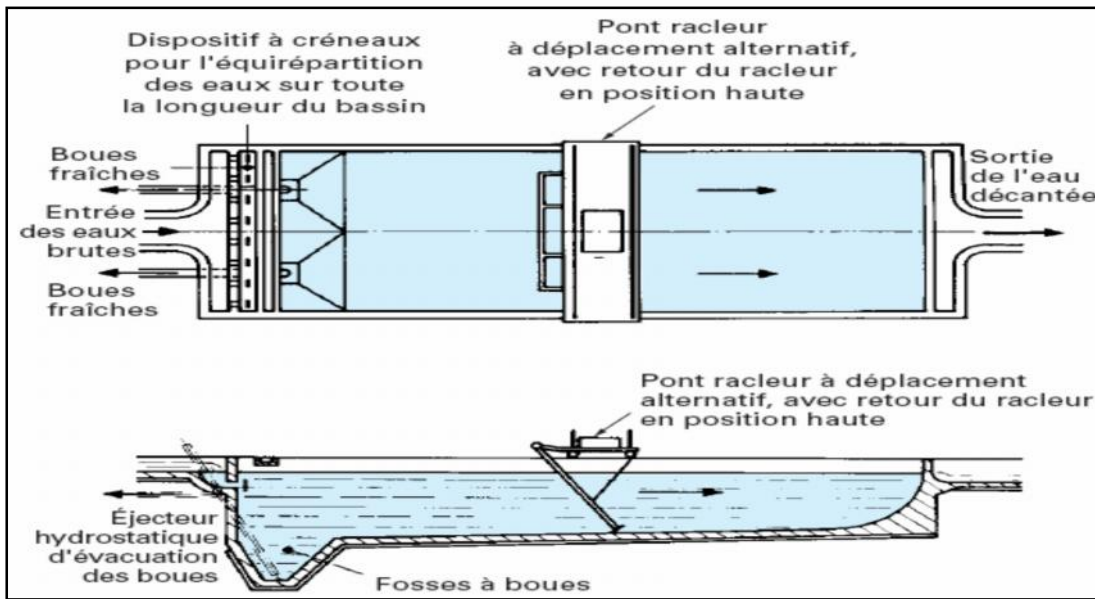


Figure III.10 : Décanteur longitudinal à pont racleur

Remarque

Le décanteur primaire n'est pas nécessaire dans le cas où les eaux à traiter sont à faible charge

c) décanteurs circulaires

Le racleur est fixé à une charpente tournant autour de l'axe du bassin. Il peut comporter une seule lame en forme de spirale ou une série de raclettes. Il comprend un fut central creux ou arrive l'eau brute d'où elle est répartie généralement par une cloison siphonide annulaire.

Les boues sont amenées vers une fosse centrale à l'aide d'un dispositif de raclage sur une pente de 5 à 10°. De plus un racleur de surface pousse les corps flottants vers une écumoire d'où ils peuvent regagner la fosse des boues. De préférence ce type de décanteur doit fonctionner d'une manière régulière, car les variations de débit provoquent en effet des remous qui font remonter les boues en surface. Un décanteur circulaire à raclage mécanique est représenté sur la figure III.11

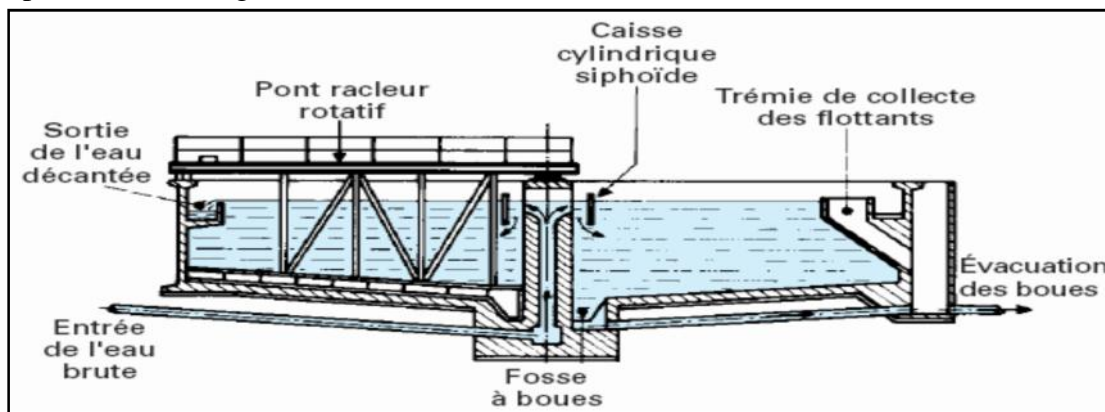


Figure III.11: Décanteur circulaire à raclage mécanique

III.3.1.2. Traitements physico-chimiques

La décantation est encore plus performante lorsqu'elle s'accompagne d'une floculation préalable. La coagulation floculation permet d'éliminer jusqu'à 90 % des matières en suspension et 75 % de la DBO.

a) 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 usées sont généralement chargés négativement; il faut donc ajouter des coagulants de charge positive, ils sont généralement des coagulants organiques.

b) Floculation

Permet l'agglomération des particules neutralisées par la coagulation. Les flocculants, polymères organiques de synthèse (anioniques, neutres ou cationiques), piègent dans leurs mailles les petites particules déstabilisées pour former un floc. Les flocculants existent sous forme solide, en billes ou en solution.

Flocculants minéraux: farines de guar, produit à base d'algues

c) Neutralisation

A pour objet de modifier le pH d'une eau résiduaire pour l'amener à une valeur déterminée pour favoriser un traitement ultérieur ou permettre le rejet dans un milieu récepteur. Il s'agit d'une opération dans laquelle on ajoute à une eau à caractère basique ou acide une quantité suffisante soit d'acide soit de base, de manière à réaliser un échange protonique complet entre les deux constituants. L'introduction automatique du réactif dans le milieu réactionnel est asservie à une chaîne de régulation de pH.

d) La décantation

La décantation a pour rôle d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules sont en général des particules de floc ou des particules résultant de la précipitation qui a lieu lors des traitements d'adoucissement ou d'élimination du fer et du manganèse. Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement.

e) Les agents de la coagulation et de la floculation

Les principaux coagulants minéraux utilisés en eaux résiduaires urbaines sont le sulfate d'alumine, le chlorure ferrique, le sulfate ferreux et le chlorosulfate de fer.

Les flocculants organiques les plus employés sont des polymères synthétiques de haut poids moléculaire

III.4. traitements biologiques

III.4.1. Les procédés intensifs ou artificiels : Ils ont pour but de décomposer de façon biochimique par oxydation. Les matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés mécaniques des eaux usées. En même temps une nouvelle substance cellulaire se forme.

Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

La substance cellulaire à un poids spécifique qui est plus grand que celui de l'eau d'égout et de ce fait une décantation est possible. Parmi ces procédées, on distingue :

- Les lits bactériens ;
- Les disques biologiques ;
- Les boues activées ;

a) Lit bactérien

Cette technique de traitement s'inspire de la filtration par le sol. C.-à-d. L'effluent ruisselle gravitairement au travers du milieu support et l'apport d'oxygène s'effectue de façon continue par l'air qui traverse lentement le dispositif. il se développe ainsi sur le matériau inerte une pellicule microbienne (film bactérien).

Le matériau support doit donc présenter simultanément plusieurs propriétés :

- Grande surface spécifique ;
- Bonne perméabilité à l'air et à l'eau ;
- Résistance à l'encrassement et à la corrosion.

On peut citer : les roches naturelles, volcaniques, la pierre ponce ou encore des lames de matière plastique.

La ventilation dans le lit bactérien résulte de la différence de température entre l'air extérieur et l'intérieur du lit.

Les lits bactériens sont généralement circulaires avec des diamètres allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

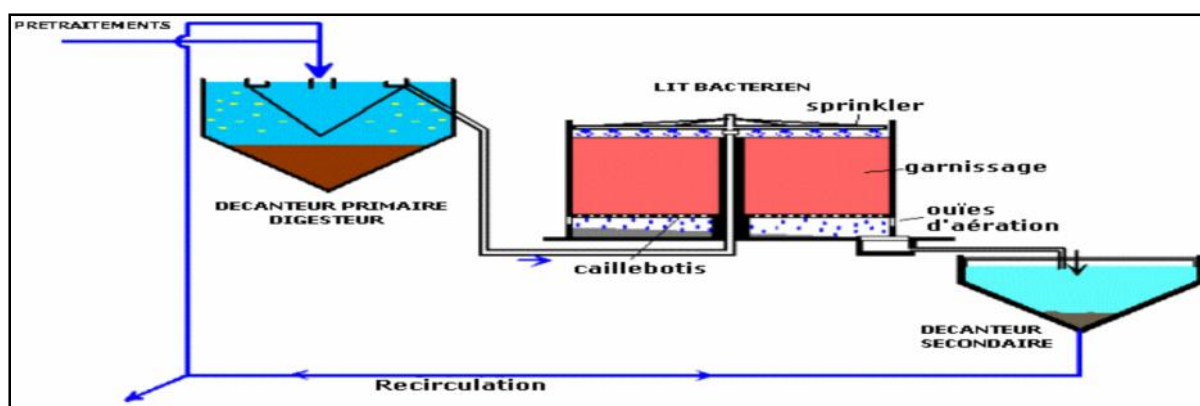


Figure III.12 : Schéma du principe du lit bactérien

b) Disques biologiques

Au lieu de faire circuler l'effluent de haut en bas sur un support de film biologique immobile, il est possible de rendre le support mobile par rapport au liquide à traiter, ce qui évite un pompage consommateur d'énergie.

Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques. Les disques étant semi-immergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée. Le mélange d'eau traitée et de biofilm décroché est dirigé vers un décanteur pour la séparation des phases

Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

L'expérience a permis d'aboutir à des vitesses périphériques optimales de l'ordre de 20 cm/s soit 1,2 t/mn pour des disques de 3m de diamètre et 2 t/mn pour des disques de 2 m de diamètre.

En fait, une station d'épuration par biorisques devra comporter les ouvrages suivants :

- Un décanteur primaire, afin d'éviter l'accumulation de matières grossières et des matières lourdes au fond du bassin.
- Un ensemble de biodisque qui sera calculé en fonction des besoins de l'épuration.
- Un décanteur secondaire permettant de retenir les fragments de bactéries décrochés et entraînés par l'effluent.
- Un système de traitement des boues.

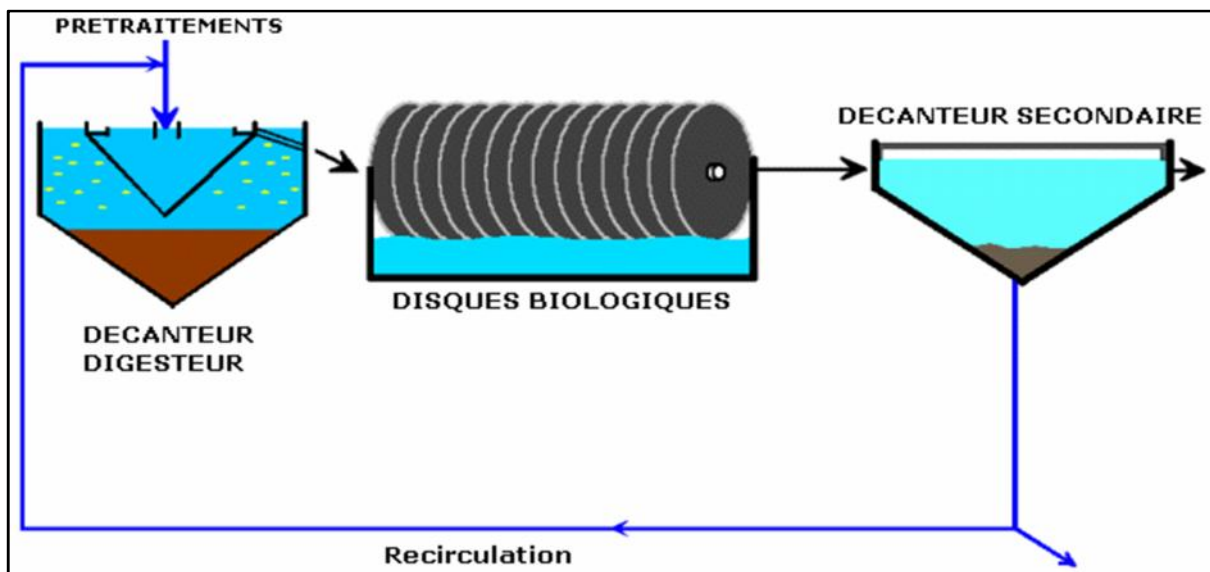


Figure III.13 : Schéma du principe des biodisques

c) Boues activées

Le procédé à boues activées est un système fonctionnant en continu dans lequel des micro-organismes sont mis en contact avec les eaux usées contenant des matières organiques. De l'oxygène est injecté dans le mélange permettant de fournir aux bactéries cet élément vital à leur besoin respiratoires (c'est ce qu'on appelle aussi traitement aérobie).

On peut considérer que le système à boues activées est une extension artificielle des phénomènes d'épuration naturelle. Dans un cours d'eau ou une rivière, les phénomènes entrant en jeu sont identiques à ceux présents dans les systèmes à boues activées seule varie la concentration en micro-organismes dans le milieu et la vitesse de réaction de dégradation.

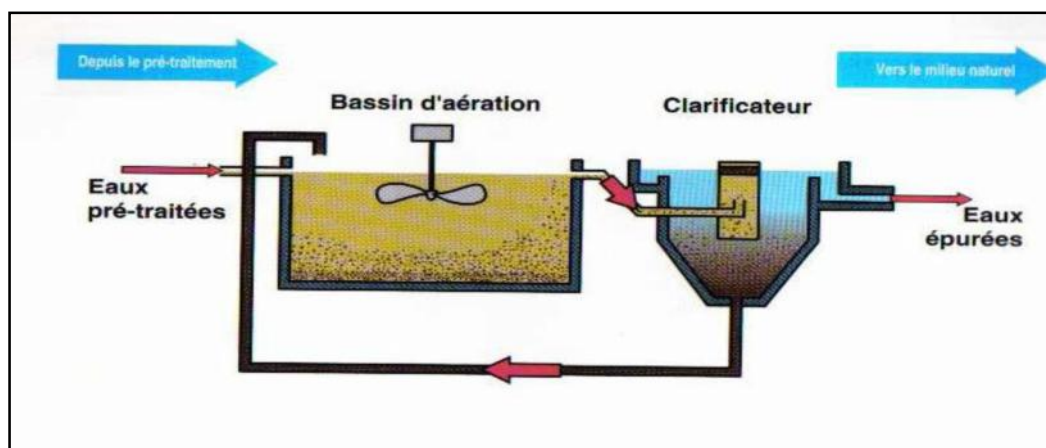


Figure III.14 : Schéma du principe d'épuration à boues activées.

d) Les avantages et inconvénients des filières intensives

Les filières de traitements biologiques dites intensives, déjà citées, comprennent des avantages et des inconvénients qui sont mis en évidence dans le tableau III.1 suivant : [6]

Filière	Avantages	Inconvénients
Lit bactérien	Faible consommation d'énergie ; - Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées - Bonne décantabilité des boues ; - Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées ; - Généralement adaptés pour les petites collectivités - Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment).	Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. - Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ; - Nécessité de prétraitements efficaces ; - Sensibilité au colmatage ; - Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.
disque biologique	Faible consommation d'énergie. - S'adapte bien au système séparatif, il s'adapte facilement aux fortes charges des effluents - élimine la DBO ₅ et l'ammoniaque d'une façon satisfaisante - Facilité d'entretien ;	- Prix d'investissement élevé ; - Sensibilité aux huiles et graisses, nécessite une décantation primaire et une clarification finale ; - Adapté au traitement des effluents des petites agglomérations. - Ouvrage de taille importante

Suite tableau III.1

Boue activée	<ul style="list-style-type: none">- Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ;- Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification);- Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles- Faible sensibilité aux variations de température.- Absence totale d'odeurs et de mouches.	<ul style="list-style-type: none">- Coûts d'investissement assez importants ;- Consommation énergétique importante ;- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ;- Sensibilité aux surcharges hydrauliques ;- Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser ;- Forte production de boues qu'il faut concentrer.
--------------	--	---

III.4.2. Les procédés extensifs ou naturels

Les techniques dites extensives sont des procédés qui réalisent l'épuration à l'aide de cultures fixées sur support fin ou encore à l'aide de cultures libres mais utilisant l'énergie solaire pour produire de l'oxygène par photosynthèse.

Le fonctionnement de ce type d'installation sans électricité est possible, excepté pour le lagunage aéré pour lequel un apport d'énergie est nécessaire pour alimenter les aérateurs ou les matériels d'insufflation d'air.

Elles se distinguent aussi de techniques intensives, par le fait que les charges surfaciques appliquées restent très faibles.

Parmi les procédés extensifs, on a :

- ❖ Cultures fixées :
 - Infiltration-percolation ;
 - Filtre planté à écoulement vertical ;
 - Filtre planté à écoulement horizontal.

- ❖ Cultures libres :
 - Lagunage naturel ;
 - Lagunage aéré.

III.4.2.1. Cultures fixées

a) Infiltration-percolation

Ce système épuratoire consiste à infiltrer des eaux usées prétraitées (traitement primaire) dans un milieu granulaire insaturé sur lequel est fixée la biomasse épuratoire.

Le prétraitement a pour fonction de retenir les graisses et d'assurer la décantation des matières en suspension contenues dans l'effluent.

La filtration sur sable en milieu insaturé permet principalement d'oxyder la matière organique, de nitrifier l'azote ammoniacal (formation de nitrates) mais aussi de réduire les germes

pathogènes. Les mécanismes de l'épuration par filtration font appel à la fois à des processus d'ordre physique, chimique et biologique.

Ce système d'épuration repose sur deux mécanismes :

La filtration superficielle : les matières en suspension résiduelles sont piégées en surface du massif filtrant et avec elles une fraction de la pollution organique (DCO particulaire)

L'oxydation : le milieu granulaire constitue le réacteur biologique servant de support aux bactéries aérobies responsables de l'oxydation de la pollution dissoute (DCO soluble, azote organique et ammoniacal).

Le massif filtrant est constitué d'une superposition de couches de matériaux de granulométrie croissante sur une hauteur de 80 à 100 cm avec en partie haute une épaisseur de sables ni trop fin pour éviter un colmatage, ni trop gros pour éviter un passage trop rapide.

Le système d'alimentation est conçu de manière à obtenir une distribution uniforme de la lame d'eau à infiltrer sur la totalité de la surface disponible.

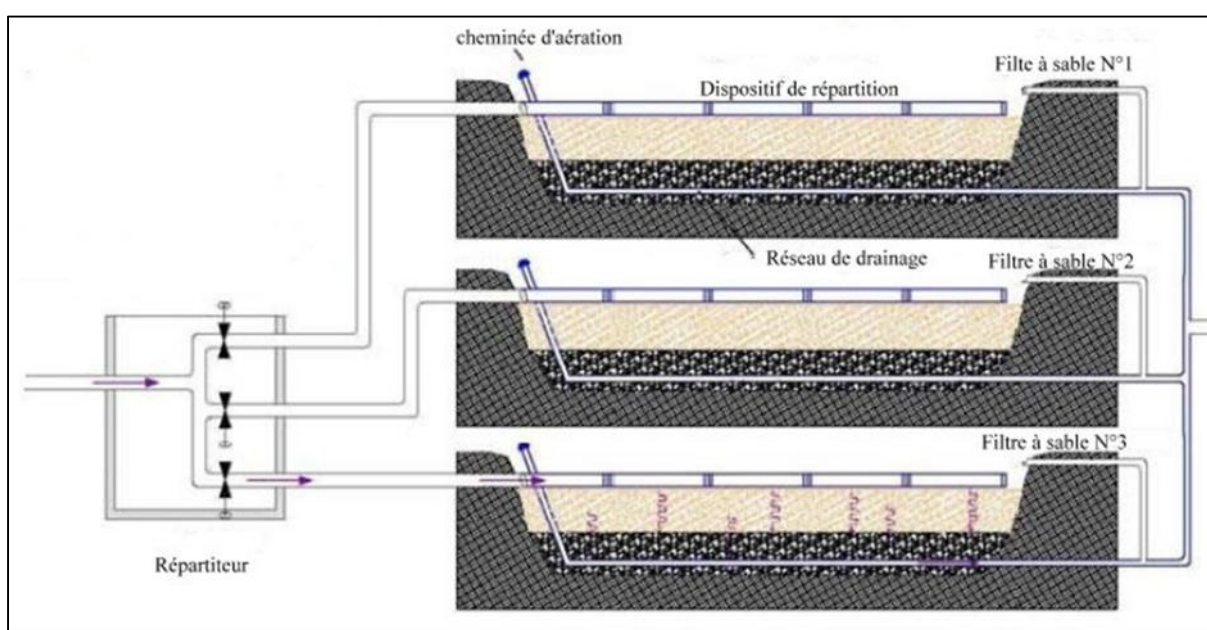


Figure III.15 cultures fixées sur un support fin

b) Filtre planté à écoulement vertical

Cette technique d'épuration, comme l'infiltration percolation, repose sur deux mécanismes principaux, à savoir :

La filtration superficielle : les matières sèches en suspension sont arrêtées à la surface du massif filtrant et avec elles une partie de la pollution organique (DCO particulaire)

L'oxydation : le milieu granulaire constitue un réacteur biologique servant de support aux bactéries aérobies responsables de l'oxydation de la pollution dissoute (DCO soluble, azote organique et ammoniacal)

Les filtres plantés de roseaux ou rhizosphères sont des excavations étanches au sol remplies de couches successives de gravier ou de sables de granulométrie variable.

Ils sont constitués de plusieurs étages constitués de plusieurs unités.

Leur fonctionnement alterne des phases d'alimentation et de repos.

Les ouvrages construits sont prévus pour stocker par accumulation les boues correspondant à la pollution traitée pour une hauteur annuelle évaluée à 1,5 cm et ce jusqu'à concurrence d'une quinzaine de centimètres.

La majorité des filtres plantés de roseaux construits sont de type à écoulement vertical sur deux étages, car ils présentent l'avantage :

D'être alimentés en eaux brutes sans traitement primaire

De constituer un dispositif rustique susceptible de fournir un bon niveau de traitement par réduction de la pollution dissoute et particulaire et par l'oxydation de la pollution azotée.

La filière à écoulement horizontal en premier étage de traitement est d'un moindre intérêt, elle nécessite en particulier un dimensionnement supérieur et la présence d'un traitement primaire

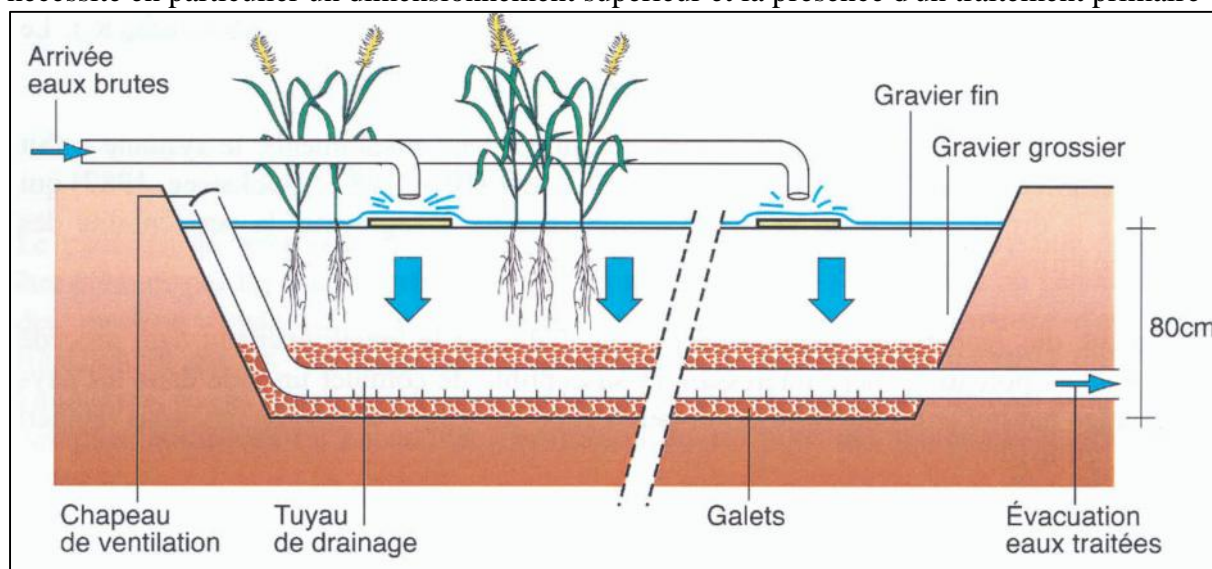


Figure III.16 : *filtre planté à écoulement vertical*

c) Filtre planté à écoulement horizontal

Dans les filtres à écoulement horizontal, le massif filtrant est en quasi-totalité saturé en eau. L'effluent est réparti sur toute la largeur et la hauteur du lit par un système répartiteur situé à une extrémité du bassin ; il s'écoule en suite dans un sens principalement horizontal au travers du substrat. La plupart du temps, l'alimentation s'effectue en continu car la charge organique apportée est faible.

L'évacuation se fait par un drain placé à l'extrémité opposée du lit, au fond et enterré dans une tranchée de pierres drainantes. Ce tuyau est relié à un siphon permettant de régler la hauteur de surverse, et donc celle de l'eau dans le lit, de façon à ce qu'il soit saturé pendant la période d'alimentation. Le niveau d'eau doit être maintenu environ à 5 cm sous la surface du matériau. En effet, l'eau ne doit pas circuler au-dessus de la surface pour ne pas court-circuiter la chaîne de traitement ; il n'y a donc pas d'eau libre et pas de risque de prolifération d'insectes.

L'hypothèse d'une amélioration notable de la conductivité hydraulique initiale, suite au développement racinaire intense des roseaux, tant en densité qu'en profondeur, n'a pas été confirmée. En fait, l'augmentation de la conductivité hydraulique grâce au développement racinaire est compensée en partie par l'accumulation de MES et de matière organique.

La figure III.17 représente une coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal.

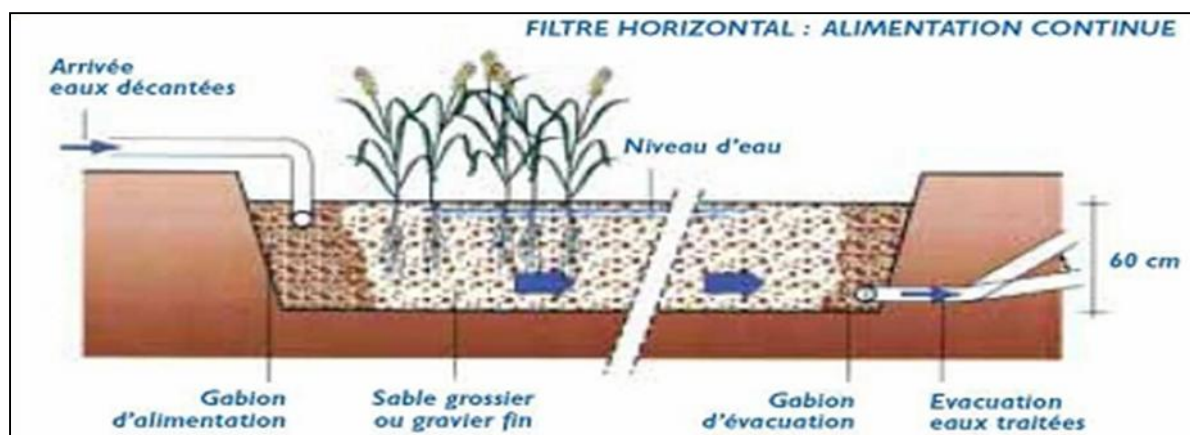


Figure III.17 : filtre planté à écoulement horizontal

III.4.2.2. Cultures libres

a) Le lagunage naturel

Cette technique est la plus utilisée. Le lagunage naturel se caractérise généralement par la présence de trois bassins creusés dans le sol et disposés en série, pour une surface spécifique de 10 à 15 m² et un temps de séjour des effluents de 60 à 90 jours.

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique.

En fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau.

En fait, l'épuration repose sur la présence équilibrée de bactéries aérobies en culture libre et d'algues.

b) Lagunage aéré

Le lagunage aéré est une technique d'épuration biologique par culture libre avec un apport artificiel d'oxygène. Dans l'étage d'aération, les eaux usées sont dégradées par des micro-organismes qui consomment et assimilent les nutriments. Le principe de base est le même que celui des boues activées avec une densité de bactéries faible et l'absence de recirculation. L'oxygénation est assurée par un aérateur de surface ou une insufflation d'air. La consommation électrique de chacun de ces deux procédés est similaire à celle d'une boues activées.

Dans l'étage de décantation, assuré principalement par une ou deux simples lagunes, les matières en suspensions (amas de micro-organismes et de particules piégées) s'agglomèrent lentement sous forme de boues. Ces dernières doivent être régulièrement extraites. Le curage est facilité en présence de deux bassins qu'il est possible de by-passer séparément. La floculation des boues est peu prononcée (lagune de décantation à sur dimensionner)

c) Avantages et inconvénients des filières extensives

Le tableau III.2 suivant, nous informe sur les avantages et inconvénients des systèmes d'épuration extensifs vue précédemment : [6]

Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

Filière	Avantages	Inconvénients
Infiltration percolation sur sable	<ul style="list-style-type: none"> _ Excellents résultats sur la DBO5, la DCO, les MES et nitrification poussée ; _ Superficie nécessaire bien moindre que pour un lagunage naturel ; _ Capacité de décontamination intéressante. 	<ul style="list-style-type: none"> _ Nécessité d'un ouvrage de décantation primaire efficace ; _ Risque de colmatage à gérer ; _ Nécessité d'avoir à disposition de grandes quantités de sables ; _ Adaptation limitée aux surcharges hydrauliques
Filtres plantés à écoulement vertical	<ul style="list-style-type: none"> _ Facilité et faible coût d'exploitation. Aucune consommation énergétique si la topographie le permet ; _ Traitement des eaux usées domestiques brutes ; _ Gestion réduite au minimum des dépôts organiques retenus sur les filtres du 1^{er} étage ; _ Bonne adaptation aux variations saisonnières de population 	<ul style="list-style-type: none"> _ Exploitation régulière, faucardage annuel de la partie aérienne des roseaux, désherbage manuel avant la prédominance des roseaux ; _ Utiliser cette filière pour des capacités supérieures à 2 000 EH reste très délicat pour des questions de maîtrise de l'hydraulique et de coût par rapport aux filières classiques ; _ Risque de présence d'insectes ou de rongeurs
Filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal	<ul style="list-style-type: none"> _ Faible consommation énergétique ; _ Pas de nuisance sonore et bonne intégration paysagère ; _ Aucune nécessité d'une qualification poussée pour l'entretien ; _ Bonne réaction aux variations de charge. 	<ul style="list-style-type: none"> _ Forte emprise au sol, abords compris. Celle-ci est de l'ordre de 10 m²/EH (équivalente à l'emprise d'une lagune naturelle). _ Une installation pour des tailles de 2000 à 15 000 EH peut s'envisager sous réserve d'une réflexion poussée des conditions d'adaptation des bases de dimensionnement et de l'assurance de la maîtrise de l'hydraulique
Lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> _ Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ; _ L'exploitation reste légère mais, si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement ; _ Elimine une grande partie des nutriments: phosphore et azote (en été). _ Faibles rejets et bonne élimination des germes pathogènes en été ; _ S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique ; _ Pas de construction "en dur", génie civil simple ; _ Bonne intégration paysagère ; _ Bon outil pour l'initiation à la nature ; _ Absence de nuisance sonore ; _ Les boues de curage sont bien stabilisées sauf celles présentes en tête du premier bassin. 	<ul style="list-style-type: none"> _ Forte emprise au sol (10 à 15 m²/EH) ; _ Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune ; _ Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval ; _ Qualité du rejet variable selon les saisons ; _ La maîtrise de l'équilibre biologique et des processus épuratoires restent limitée

Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux usées

Suite de tableau III.2

Lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none">_ Tolérant aux variations de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ;_ Tolérant aux effluents très concentrés ;_ Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées) ;_ Traitement conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables._ Bonne intégration paysagère ;_ Boues stabilisées.	<ul style="list-style-type: none">_ Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ;_ Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé_ Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ;_ Forte consommation énergétique
---------------	---	--

III.5. traitements tertiaires ou complémentaires

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables et échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire, l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants.

Dans le cas d'une éventuelle réutilisation de cette eau, il convient d'utiliser des procédés d'élimination de cette pollution résiduelle. On parlera donc de correction chimique ce qui permettra de donner à l'eau une qualité meilleure pour sa réutilisation.

La principale méthode utilisée est la désinfection. Il existe de nombreuses techniques de désinfection des fluides et des surfaces parmi elles :

- ✓ Désinfection à l'ozone ;
- ✓ Désinfection par rayonnement UV ;
- ✓ Désinfection utilisant le dioxyde de chlore.

Mais ces techniques restent pratiquement inutilisables dans les domaines de l'épuration des eaux usées.

On peut citer aussi par exemple : l'échange ionique et l'adsorption sur du charbon actif. Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne se représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements mais aussi celui d'un personnel hautement qualifié.

Conclusion

L'épuration des eaux usées avec ces différents procédés éliminent une grande partie de ces polluants et des boues constituant un sous-produit de l'épuration. Enfin, on peut rejeter les eaux épurées dans le milieu récepteur sans risque de contamination ou de pollution majeur.

Pour notre étude, on optera pour le traitement par boues activées avec leur procédé de traitement.

Chapitre IV

Procédé D'épuration
Par Boues Activées

Introduction

L'épuration biologique des eaux résiduaires par le procédé des boues activées est principalement basée sur l'activité métabolique de cultures bactériennes maintenues en suspension en état aérobie dans le bassin d'aération alimenté par l'eau à épurer. L'efficacité et la fiabilité de l'épuration restent étroitement dépendantes du bon déroulement de la phase de décantation, celle-ci constituant, en effet, le dernier maillon de la chaîne de traitement avant rejet au milieu naturel. La séparation boue-eau traitée par sédimentation est assurée par le décanteur secondaire ou clarificateur placé à l'aval du bassin d'aération.

IV.1. Composants d'une unité biologique

Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas :

- Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.
- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épuré et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
- Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
- Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts de favoriser la diffusion de l'oxygène

L'installation d'une station d'épuration par boue activées comprend :

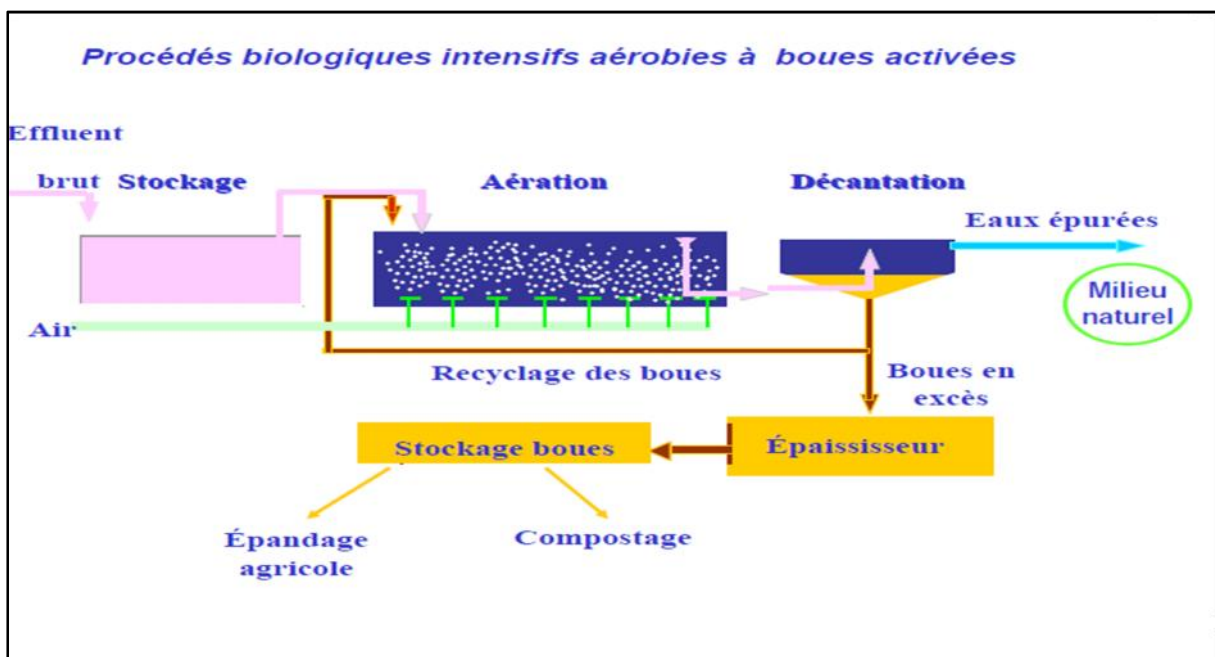


Figure IV.1 : procédés biologique intensifs aérobies à boues activées.

IV.2. Le traitement secondaire (par boue activée)

Dans ces procédés, les bactéries se développent dans des bassins alimentés d'une part en eaux usées à traiter et d'autre part en oxygène par des apports d'air. Les bactéries, en suspension dans l'eau des bassins, sont donc en contact permanent avec les matières polluantes dont elles se nourrissent et avec l'oxygène nécessaire à leur assimilation. Le flux traité rejoint un ouvrage de décantation secondaire.

IV.2.1. Classement des procédés par boues activées

En épuration d'eau usée un réacteur biologique se caractérise par les paramètres essentiels suivants :

a. Charge massique

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité de pollution journalière reçue en Kg de DBO5 et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur (bassin d'aération). [7]

Elle est déterminée t par le rapport suivant :

$$C_m = \frac{\text{Pollution journalière (DBO5)}}{\text{Biomasse présente (MES)}} \dots\dots\dots \text{(IV.1)}$$

Ou :

$$C_m = \frac{\text{Débit (Q)} \times [\text{DBO5}]}{\text{Volume du bassin d'aération} \times [\text{MVS}]_{BA}} \dots\dots\dots \text{(IV.2)}$$

Avec :

- Q : Débit journalier ($\text{m}^3 \cdot \text{j}^{-1}$) entrant dans le bassin d'aération.
- [DBO5] : Concentration moyenne ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) en DBO5 de l'influent à l'entrée du bassin d'aération.
- V_{BA} : Volume (m^3) du bassin d'aération.
- $[\text{MVS}]_{BA}$: Concentration en ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) en MVS des boues dans le bassin d'aération.

b. Charge volumique

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO5 au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique. [7]

$$C_v = \frac{\text{Pollution journalière (DBO5)}}{\text{Volume du bassin d'aération}} \dots\dots\dots \text{(IV.3)}$$

c. Age des boues

L'âge des boues A_b est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. [8]

Chapitre IV : Procédés d'épuration par boues activées

Tableau N° IV.1 : classement des procédés par boues activées.

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO ₅ /Kg MES .j)	Charge volumique C_v (KgDBO ₅ /m ³ .j)	Agés des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO ₅
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10à30	R 90% Nitrification possible
Moyenne charge	0,15 $C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4à10	R=80à90% Nitrification possible aux températures
Forte charge	0,4 $C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5à4	R < 80%

IV.2.2. Choix du procédé d'épuration

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés en prenant en considération leurs avantages et inconvénients qui sont cités dans le tableau:

a. Procédé à forte charge

Le procédé à forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

b. Procédé à moyenne charge

Le procédé à moyenne charge et aussi consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

c. Procédé à faible charge

Ce procédé est utilisé pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyenne collectivités.

Tableau IV.2: Avantages et inconvénients des différents procédés [9]

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	<ul style="list-style-type: none"> - Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ; - Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût d'investissement assez important ; - Consommation énergétique importante ; - La nitrification est incomplète ou difficile ; - Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.
Moyenn e charge	<ul style="list-style-type: none"> - La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; - Prend un espace moyen dans le terrain - Pour toute taille de collectivité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.

Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

Tableau IV.2: Avantages et inconvénients des différents procédés (suite).

Faible charge	<ul style="list-style-type: none">- Assure une bonne élimination de DBO_5- Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ;- L'exploitation de telles stations est très simplifiée ;- Prend un petit espace dans le terrain.	<ul style="list-style-type: none">- Le temps de séjour dans le bassin ;- Investissement coûteux ;- Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ;- Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.
---------------	--	---

IV.2.3 : Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne

Si on insuffle de l'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_5 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**):

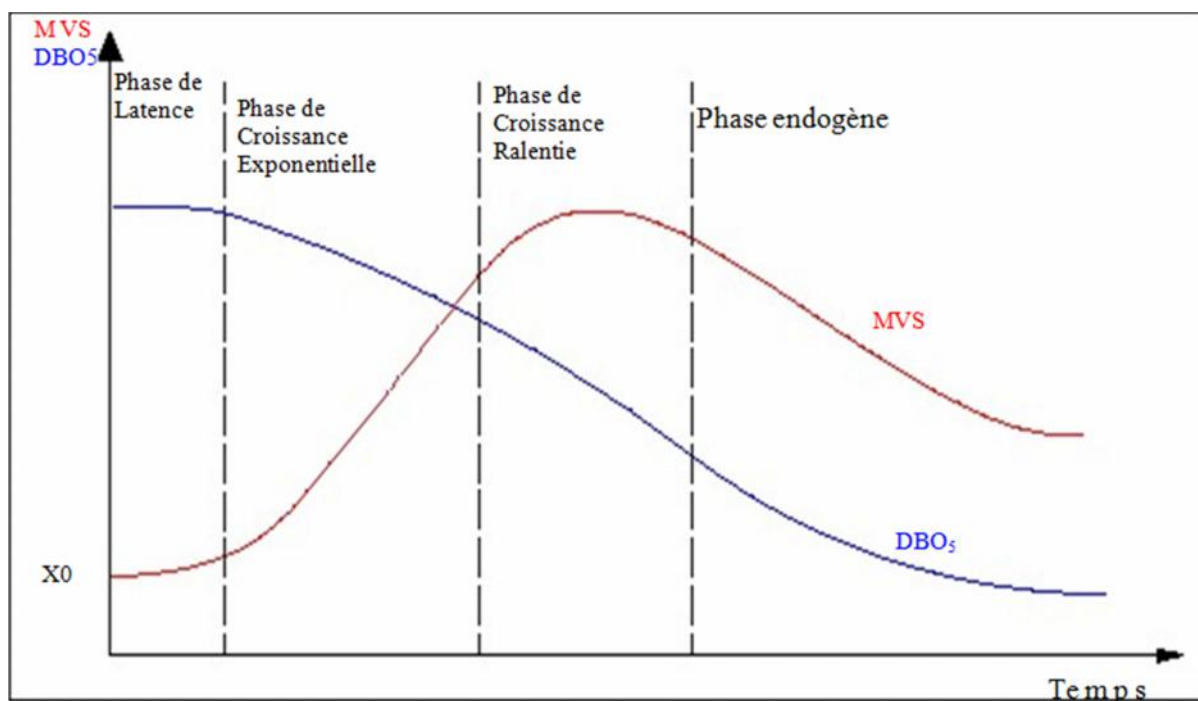


Figure IV.2 : différentes phases de l'évolution de la DBO_5 et MVS.

✓ Phase I : Phase de latence

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

✓ Phase II : 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 III : 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 IV : 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.2.3.1. Interprétation analytique

a) Phase de la croissance exponentielle

La phase de croissance de la masse bactérienne en présence d'un substrat dans un milieu aéré, est décrite par une loi exponentielle :

$$X = X_0 e^{\mu t}$$

Avec :

X : masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant t

X_0 : masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant $t = 0$, μ : est le taux de croissance des bactéries.

Comme une fraction de la pollution est convertie en nouvelles cellules, on peut admettre qu'après un temps de réaction Δt , la masse bactérienne passe de X_0 à X_1 tel que :

Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

$$X_1 = X_0 + \Delta X$$

On définit un rendement de croissance $a_m = \text{croissance totale} / \text{concentration du milieu}$

$$a_m = \frac{\Delta X}{\Delta L}, \quad \text{soit :} \quad \Delta X = a_m (L_0 - L_1) = a_m L_e$$

Ou L_e représente la pollution (DBO) éliminé pendant le temps Δt pour une croissance de boues égales à ΔX . cette relation devient :

$$a_m (L_0 - L_1) = X_0 (e^{\mu t} - 1)$$

Ou encore :

$$\text{Log} [1 + a_m (L_0 - L)/X_0] = \mu t$$

C'est l'équation d'une droite qui peut conduire à calculer μ on portant

$\text{Log} [1 + a_m (L_0 - L)/X_0]$ en fonction de t . ce terme est souvent interprété comme étant le temps nécessaire pour doubler la population bactérienne. il est généralement utilisée pour le dimensionnement du bassin d'aération.

b) Phase de croissance ralentie

Dans cette phase la nourriture devient un facteur limitant, la vitesse d'oxydation la DBO devient fonction de la concentration en DBO dans le milieu .on écrit alors :

$$\frac{-dL}{dt} = L \cdot X \cdot K \quad \text{ou encore} \quad \frac{-dL}{L} = -X \cdot K \cdot dt$$

K : est la constante de croissance ralentie, le signe - correspond à la disparition de la DBO.

Après intégration entre l'état final (caractérisé par L_f) et l'état initial (caractérisé par L_0)

et on supposant une concentration moyenne en boues dans le bassin notée X_a , on aura :

$$\text{Log} \left[\frac{L_f}{L_0} \right] = -X_a \cdot K \cdot t$$

ou encore

$$L_0 = L_f e^{(X_a \cdot K \cdot t)}$$

On utilise le développement en série de la fonction exp : $\exp = 1 + X + \frac{X^2}{2} + \dots$ On peut écrire :

$$\frac{L_f}{L_0} = \left(\frac{1}{1 + X_a \cdot K \cdot t} \right)$$

Le traitement des eaux usées par le procédé à boues activées peut être réalisé suivant deux types principaux :

- ✓ Le mélange intégral.
- ✓ Et le mélange piston.

IV.2.3.2. Le mélange intégral

Le mélange intégral est un procédé permettant de mélanger instantanément les eaux décantées travers la totalité du bassin d'aération. Ainsi, il existe dans le bassin une teneur constante des boues activées, une oxygénation homogène et une répartition uniforme de la pollution organique. La charge organique appliquée est uniforme étant assurée par la dispersion de l'effluent.

IV.2.3.3. Le traitement en piston

Dans le traitement en piston, et contrairement au traitement intégral, l'effluent circule lentement dans le sens longitudinal. L'effluent injecté à un instant donné progresse donc en bloc (en piston).

IV.2.4. Consommation d'oxygène

Dans la station de traitement biologique, l'effluent chargé de matières organiques inertes est mis en présence d'une suspension bactérienne dense en milieu oxygéné. Les matières organiques contenues dans l'effluent peuvent :

- Soit être assimilé et transformé en matière cellulaire (anabolisme)
- Soit dégrader par oxydation pour fournir de l'énergie nécessaire à ces synthèses cellulaires (catabolisme)
- Soit en cas d'une alimentation surabondante être absorbées et stockées par les cellules

La consommation d'oxygène dans l'unité de temps (notée qO_2) peut être donnée sous forme d'une somme de quatre termes, proportionnels l'un à la pollution dégradée, le seconde aux synthèses, le troisième à la masse bactérienne, et le quatrième à la fraction consommée des stocks, on écrit généralement :

Poids. $O_2 = a' \cdot \text{poids DBO}_5 \text{ éliminée} + b' \cdot \text{poids matières volatiles}$

D'où :

$$qO_2 = a' \cdot L_e + b \cdot X_a \quad \dots\dots\dots \quad (\text{IV .4})$$

Avec :

qO₂ : exprimé en kg/j.

L_e : DBO₅ éliminée exprimée en kg/j.

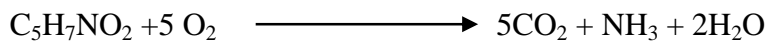
X_a : masse totale de boue présente dans l'aérateur exprimé en kg

Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

a' : la fraction de pollution transformée en énergie de synthèse au cours de l'épuration. C'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir de 20g de pollution. Sa valeur est comprise entre 0,5 et 0,6 kg O₂/kg DBO₅.j.

b' : coefficient lié à la respiration endogène. (b'=0,01-0,07 kg O₂/kg MVS.j).

Les coefficients a' et b' sont déterminés expérimentalement au laboratoire, à partir de l'équation relative à l'oxydation de la matière vivante qui s'écrit :



On constate que 113g de matière vivante exige 160 g d'O₂ pour être minéralisées.

Si on appelle (b) le coefficient représentant la quantité de matière vivante détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.

$$\text{On a : } b' = \frac{160}{113} b \quad \text{soit : } b' = 1,42b$$

b : est exprimé en kg MVS détruit / kg MVS .j

L'oxydation d'une cellule de formule C₅H₇NO₂ requiert 1,42 fois son poids d'oxygène

D'où : **a'=1,42 a_m** .

IV.2.5. Bilan des boues

L'évaluation du bilan des boues excédentaires peut être estimée par la différence entre les boues formées ou apportées et celles éliminées.

Le bilan global s'établit comme suit :

MES minérales + X_{min}

MVS difficilement biodégradables..... +f X_{dur}

(Appelée matière dure : représente environ 0,20 a_m L_e)

Nouvelles cellules + stocks..... + a_mL_e

Respiration endogène - b.Xa

Fuite des MES avec l'effluent -X_{effl}

(Dépend des normes de rejet : on adopte généralement 30mg/l)

$$X_t = X_{min} + f X_{dur} + a_m L_e - b.Xa - X_{effl}$$

Souvent les calculs théoriques établis lors d'un bilan de boues ne correspondent pas aux valeurs obtenues expérimentalement. Des déficits de 40 à 60% sont ainsi relevés.

L'importance des pertes varie d'une station à une autre suivant les conditions dans lesquelles la station est surveillée. [3]

IV.2.6. Apports en azote et en phosphore

L'azote et le phosphore sont des constituants essentiels de matière vivante. Si l'effluent est carencé en N et P, on devra lui en fournir soit par un apport d'effluent urbain soit à l'aide d'engrais agricoles.

En l'absence de N, les bactéries ne peuvent synthétiser de nouveaux matériaux cellulaires. Elles stockeront une fraction de la pollution jusqu'à saturation. L'activité des boues ramenée au poids de MVS s'en trouvera donc réduite et le rendement de l'épuration diminuera progressivement. D'autres parts, les boues carencées en N montrent souvent de mauvaises caractéristiques de décantation.

D'une manière générale, la concentration en matières organiques d'un effluent s'exprime en DCO ou en DBO, on définit alors des rapports minimums exigés pour une

Epuration biologique de :

$$\text{DCO/N/P}=150/5/1 \text{ ou encore } \text{DBO/N/P}=100/5/1$$

L'effluent urbain comporte un excédent de N et de P et ne nécessite pas donc un additif de ces éléments. On obtient des rapports de l'ordre de $\text{DBO/N/P}=100/25/10$.

IV.2.7. Paramètres influençant le processus épuratoire

a) Besoins en oxygène

Dans le système aérobie que constitue le traitement par boues activées, la teneur en oxygène ne doit pas être un facteur limitant ; la teneur en oxygène dissous dans le bassin d'aération doit être de 1 à 2mg/l au moins.

b) Besoins en nutriments

Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée. Cette alimentation requiert la présence d'azote, de phosphore et d'un certain nombre d'oligo-éléments. Ces derniers sont généralement présents en quantité suffisante dans les eaux résiduaires domestiques, ce qui n'est par contre pas le cas des eaux industrielles.

c) Effet de la température

Les réactions métaboliques sont des réactions enzymatiques soumises aux lois de la cinétique chimique : la vitesse des réactions décroît avec une baisse de la température.

Il peut être nécessaire, avec le refroidissement, d'accroître la teneur en biomasse du liquide afin de maintenir le rendement à son niveau maximal. Les basses températures occasionnent une augmentation de la viscosité donc une décantation plus lente.

d) Influence de PH

L'épuration biologique des eaux résiduaires est un processus enzymatique. Ce qui implique une zone optimum de PH, aux environs de la neutralité entre 6,5 et 8,5.

e) Influence de la toxicité

La présence de substances toxiques dans l'effluent à traiter se traduira par une inhibition partielle ou totale de l'activité des micro-organismes. [10]

IV.2.8. Les différents systèmes d'aération

La différenciation entre les systèmes d'épuration résultera essentiellement du mode d'introduction de l'air.

Ils comprennent :

IV.2.8.1. Aérateurs à air comprimé

Des aérateurs à air comprimé insufflent de l'air dans à différents profondeurs de bassin. L'insufflation est réalisée au moyen de compresseurs.

Les équipements des aérateurs à air comprimé ou par diffusion d'air sont de trois types : il s'agit de diffuseurs à fines bulles, à moyenne bulles et à grosses bulles.

Ils peuvent également être répartis sur une bande permettant un mouvement de giration, dit de « spiral flow ». Le diamètre des moyennes bulles est de l'ordre de 3mm alors que celui des bulles dépasse souvent 10 mm. Le diamètre des bulles obtenues par diffusion dépend de la puissance du jet et de diamètre des orifices. [5]

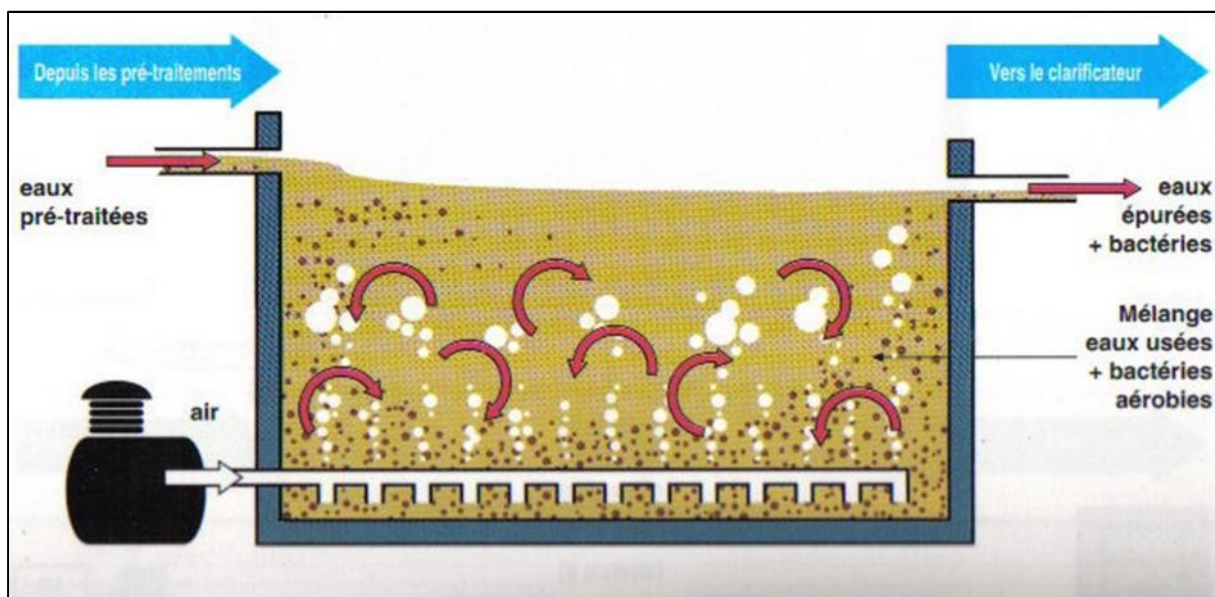


Figure IV.3 : Aérateurs à air comprimé.

IV.2.8.2. Aérateurs de surface

Des aérateurs mécaniques de surface utilisant des aérateurs créant une zone de turbulence à la surface de l'eau. L'air est injecté au niveau de la zone de turbulence.

Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

Ce type d'aération s'est développé en Grande-Bretagne et en Allemagne dès les années 1935. Différents types d'aérations ont vu le jour, se différenciant par leur conception et leur mode de fonctionnement. On classe, cependant, en deux grandes catégories :

- ❖ Aérateur à axe horizontal (appelé aussi aérateur-brosse)
- ❖ Aérateur à axe vertical et pales périphériques

Quel soit le type d'aérateur, l'apport en oxygène est réalisé dans la zone de turbulence créée par les pales. Le phénomène de turbulence renouvelle d'une manière permanente les interfaces entre les bulles d'air et l'eau permettant ainsi, une oxygénation interne.

Le rôle des aérateurs de surface est double, puisqu'il apporter de l'oxygène, mais aussi assurer le brassage de l'eau c'est-à-dire maintenir en suspension dans le bassin, les boues. [5]

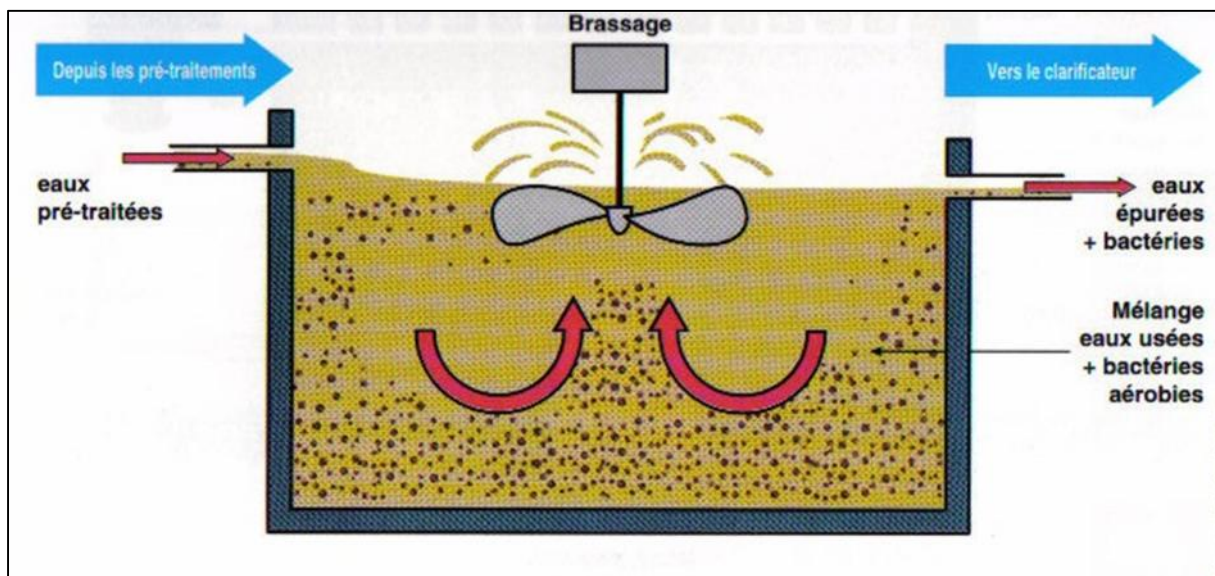


Figure IV.4 : Aérateurs de surface.

IV.3. Le décanteur secondaire (la clarification)

Les systèmes à bassins séparés utilisent, pour la séparation de l'eau traitée et des boues des clarificateurs auxquels, on donne aussi le nom de décanteurs secondaires.

Pour que la décantation secondaire en boues activées soit efficace, deux conditions essentielles doivent être vérifiées:

- ✓ La surface de séparation des boues sédimentaires et du surnageant se maintient à une distance stable de la zone de surverse.
- ✓ Cette distance doit être la plus importante possible.

Dans le cas des boues activées, la décantation présente deux variantes:

- ✓ Système à bassins séparés: la décantation et l'aération seront alors dans deux bassins distincts;

- ✓ Système combiné: les phases de décantation et d'aération ont lieu dans le même ouvrage. La séparation du floc bactérien et de la liqueur interstitielle, ou clarification, est normalement assurée par décantation

IV.4. Traitement Tertiaire (Désinfection)

Après traitement biologique et même traitement tertiaire, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des microbes pathogènes en grandes quantités telles que les rejets hospitaliers...

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage au moyen de dispositifs qui créent des aérosols.

Une désinfection chimique peut également être envisagée. Le réactif le plus fréquemment utilisé est l'eau de Javel, qui nécessite, pour être efficace, le maintien d'une teneur résiduelle suffisante (1 mg/l) et un temps de contact minimal de 20 mn.

L'effet désinfectant du chlore est d'autant plus efficace que la qualité de l'épuration qui précède son injection est meilleure.

Conclusion :

Après avoir vu les différents traitements biologiques des eaux usées, on constate que le traitement à base d'une boue activée s'avère mieux adaptés à notre agglomération pour son bon rendement épuratoire, il nécessite des surfaces plus réduites et assure une meilleure qualité de l'effluent rejeté.

Chapitre V

Dimensionnement Des Ouvrages

Introduction

Avant toute réalisation d'une station d'épuration, il est nécessaire de faire un bilan qualitatif de la pollution de la zone d'étude. Deux campagnes de prélèvement des eaux usées urbaines, dont les points de rejet « Tazmalt » et « Allaghen » sont lancées afin de déterminer la charge polluante pour pouvoir par la suite faire un dimensionnement des différents éléments constituant la station.

Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, et qui dépend de la charge à l'entrée, du débit, et des concentrations moyennes des paramètres de pollution.

Dans ce chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour cela deux horizons de calcul sont choisis 2025 et 2040.

V.1. Estimation des charges hydrauliques et des charges polluantes

V.1.1. Charges hydrauliques :

A. calcul du débit des eaux usées domestiques

Le calcul des débits des eaux usées se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejet pris égale à 80% selon la subdivision de l'hydraulique de la Daira de Tazmalt. En effet, il est utile de noter que l'eau consommée ne correspond pas en totalité à l'eau produite à cause des pertes sous diverses formes et qui peuvent atteindre 20 à 30% de la production. En outre, l'eau consommée ne parvient pas en totalité au réseau d'assainissement. La dotation moyenne journalière en eau potable est estimée à 180 l/hab/j. on peut déterminer le débit moyen journalier des eaux usées rejetées par la population suivant la relation :

$$Q_{cons.j} = dot * N \dots\dots (V.1)$$

- $Q_{cons.j}$: débit moyen journalier (m³/j)
- Dot : dotation en eau potable (180 l/hab/j)
- N : nombre d'habitant
-

B- Calcul du débit des équipements

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{equip} = Q_{cons.j} * 0,20 \dots\dots (V-2)$$

Avec :

- Q_{cons} : Débit de consommation en eau potable.
- 0.20 : taux d'estimation des besoins de la population en eau potable. D'après plan directeur d'aménagement et urbanisme (PDAU) de la commune de Tazmalt.

C- Calcul du débit total en eau potable

C'est la somme des débits (débit de consommation et le débit des équipements).

$$Q_{cons,tot} = Q_{cons.j} + Q_{equip} \dots\dots (V-3)$$

0.20 : taux d'estimation des besoins de la population en eau potable.

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

Selon le Tableau I.16 : *Evolution de la population raccordé à la STEP pour différent horizon* (voir chapitre I : présentation de la zone d'étude) ; on a estimé le nombre d'habitant pour les deux horizons à 43 962 pour 2025 et 63 669 pour 2040

➤ **Pour 2025 :**

$$Q_{cons.j(hab)} = 180 * 43\,962 = 7913,16 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{cons.j(hab)} = 7913,16 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{equip.j(hab)} = 7913,16 * 0.20 = 1582,632 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{equip.j(hab)} = 1582,632 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Pour 2040 :**

$$Q_{cons.j(hab)} = 180 * 63\,669 = 11460,42 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{cons.j(hab)} = 11460,42 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{equip.j(hab)} = 11460,42 * 0.2 = 2292,084 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{equip.j(hab)} = 2292,084 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats des calculs des débits en eau potable pour les deux horizons sont résumés sur le tableau ci-dessous

Tableau V .1.consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.

Agglomération	HORIZONS	
	2025	2040
Population	43 962	63 669
Q consommé en eau potable (m ³ /j)	7913,16	11460,42
Q besoins d'équipement (m ³ /j)	1582,632	2292,084
Q _{cons total} (m ³ / j)	9495,792	13752,504

V.1.2.Evaluation des rejets :

Estimation des rejets en eaux usées comprend le calcul des débits suivant :

- a- Le débit journalier : $Q_{moy,j}$
- b- Le débit moyen horaire : $Q_{moy,h}$
- c- Les débits de pointe e temps sec (Q_{pts}) et en temps de pluie Q_{ptp}
- d- Le débit diurne : Q_d .

♣ Horizon 2025

a- Débit journalier

Le débit rejeté par notre agglomération est estimé à 80% de la consommation en eau potable totale ; il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = Q_{const} * C_{rj} \dots\dots (V-4)$$

Avec :

- ✓ Q_{const} : Débit consommation totale en eau potable.
- ✓ C_{rj} : coefficient de rejet = 0,8

Donc : $Q_{moy,j} = 9495,792 * 0,8 = 7596,63 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{moy,j} = 7596,63 \text{ m}^3/\text{j}$

b- - Débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \dots\dots\dots (V-5)$$

$Q_{moy,h} = \frac{7596,63}{24} = 316,53 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{moy,h} = 316,53 \text{ m}^3/\text{h}$

c- Débit de pointe

On distingue les débits suivants :

➤ Débit de pointe en temps sec

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (V-6)$$

Avec :

$$\begin{cases} K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} & \text{si } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s.} \\ K_p = 3 & \text{si } Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s.} \end{cases}$$

Dans notre cas le $Q_{moy,j} = 87,924 \text{ l/s}$ d'où le calcul du débit de pointe sera :

$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{87,924}} = 1,76$

$\Rightarrow Q_{pts} = 1,76 \times 87,924 = 155,33 \text{ L/s}$

$Q_{pts} = 155,33 \text{ L/s}$

➤ Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station)

Le débit de pointe en temps de pluie est donné par :

$$Q_{ptp} = (3 \div 5) Q_{pts} \dots\dots\dots (V-7)$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

Puisque le système d'évacuation est de type unitaire, Nous prenons : $Q_{ptp}=3*Q_{pts}$

Donc : $Q_{ptp}=0,155*3=0,465\text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{ptp}= 0,465\text{ m}^3/\text{s}$$

d- Débit diurne

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

$$Q_d = \frac{Q_{moy,j}}{16} \dots\dots\dots (V-8)$$

$$Q_d = \frac{7596,63}{16} = 474,79\text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_d = 474,79\text{ m}^3/\text{h}$$

❖ L'équivalent -habitant

Est une unité conventionnelle qui représente le flux moyen de charge polluante engendrée par habitant et par jour dans un volume variant de 150 à 200 l d'eau usée. Cette unité de mesure est un paramètre utilisé pour fixer la taille d'une station d'épuration et déterminer son dimensionnement.

En effet, dans un réseau unitaire, transite des eaux usées d'origines diverses (domestiques, industrielles et pluviales).Cependant, il est nécessaire de calculer la population équivalente pour pouvoir déterminer les charges polluantes admises à la station.

La population équivalente appelée également nombre d'habitant est supérieure à la population réelle d'une collectivité. [11]

a- Calcul de la population équivalente

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

$$NEH = \text{nombre d'habitant} + n \dots\dots\dots (V-9)$$

Avec :

- ✓ NEH : nombre d'équivalent habitant.
- ✓ n : nombre d'équivalent habitant correspond aux équipements.

➤ Calcul du nombre d'équivalent habitant correspondant aux rejets des équipements

Le débit d'eau usée rejeté par les équipements est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_{equip} * 0.8 = 1582,632 * 0.8 = 1266,11\text{ m}^3/\text{j} \dots\dots\dots (V-10)$$

On a alors :

$$1\text{hab} \quad 160\text{ l.}$$

$$n \quad 1266,11 \cdot 10^3\text{ l}$$

$$n = 7914\text{ habitant}$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

Donc le nombre d'équivalent- habitant total (nombre d'habitant) est :

$$NEH = 43\,962 + 7\,914 = \mathbf{51\,876 \text{ habitant.}}$$

Tableau V.2 : Estimation des différents débits des eaux usées aux différents horizons d'études

Paramètres	Unités	Horizon 2025	Horizon 2040
Type de réseau	--	Unitaire	Unitaire
Nombre d'équivalent Habitant	--	51 876	75 130
Charges Hydrauliques			
Débit moyen journalier	(m ³ /j)	7596,63	11002
Débit moyen horaire	(m ³ /h)	316,53	458,42
Débit de pointe par temps sec	(l/s)	155,33	219,02
Débit de la station en temps de pluie	(l/s)	465	657
Le débit diurne	(m ³ /h)	474,79	687,63

Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2040

V.1.3. Evaluation des charges polluantes :

On calcule la charge polluante à partir des résultats d'analyses, car l'échantillon moyen analysé correspond à la pollution maximale à l'heure de pointe ; c'est à cet instant que les abattoirs rejettent leurs eaux. Il est aussi à noter que le prélèvement est effectué à une période sèche (5 septembre), donc pas de dilution.

a. La charge moyenne journalière en DBO5

$$L_0 = C_{DBO5} \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots(V-11)$$

Avec :

- L_0 : Charge moyenne journalière en DBO₅ (Kg/j)
- C_{DBO5} : La concentration en DBO₅ moyenne (Kg/m³)
- Q_j : Débit moyen journalier en (m³/j)

Nous avons : $C_{DBO5} = 184,75 \text{ mg/l}$ (voir annexe 03)

b. La charge moyenne journalière en MES :

$$N_0 = C_{MES} \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots(V-12)$$

- N_0 : Charge moyenne journalière en MES. (Kg/j)
- C_{MES} : La concentration en MES moyenne (Kg/m³)
- Q_j : Débit moyen journalier en (m³/j)

Nous avons : $C_{MES} = 192,05 \text{ mg/l}$ (voir annexe 03)

c. La charge moyenne journalière en DCO :

$$DCO = C_{DCO} \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots(V-13)$$

- **DCO** : Charge moyenne journalière en DCO. (**Kg/j**)
- **C_{DCC}** : La concentration en MES moyenne (**Kg/m³**)
- **Q_j** : Débit moyen journalier en (**m³/j**)

Nous avons : $C_{DCO} = 358,95 \text{ mg/l}$ (voir annexe 03)

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

Tableau V.3 : les charges polluantes

Horizons de calcul		2025	2040
Débit moyen journalier ($\frac{\text{m}^3}{\text{j}}$)	m^3/j	7596,63	11002
Concentrations moyennes des eaux brutes	mg DBO5/l	184,75	
	mg MES/l	192,05	
	mg DCO/l	358,95	
Charge journalières en DBO5	Kg DBO5/J	1403,48	2032,62
Charge journalières en MES	Kg MES/J	1458,93	2112,93
Charge journalières en DCO	Kg DCO/J	2726,81	3949,23

Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2040

- Après avoir déterminé les charges hydrauliques et polluantes des eaux usées rejeté dans notre agglomération, il nous sera possible de dimensionner les ouvrages constituant la station d'épuration pour les deux horizons 2025 et 2040.

V.2. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration

V.2.1. Prétraitements

V.2.1.1 Dégrilleur :

Cette opération constitue une phase préliminaire à tout traitement, on distingue deux dégrilleurs :

- Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux (appelé aussi pré dégrillage), l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40mm.
- Dégrillage fin retient les débris de petites dimensions (appelé aussi grille mécanisé).

On opte dans notre étude pour une grille courbe car ce type de grille est utilisé dans les petites et moyennes installations, pour des eaux pas trop chargées et pour des faibles débits, avec une profondeur de canal variant entre 0.5 et 1.8m

La largeur de la grille est donnée par l'expression :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - S) u} (m) \dots \dots \dots (V-14)$$

✓ L : Largeur de la grille (m).

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

- ✓ γ : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°
- ✓ h_{max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{max} = (0,15 - 1.5)$
- ✓ S : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$S = \frac{e}{e+d} \dots\dots\dots (V-15)$$

Tel que :

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

Tableau V.4: Espacement et épaisseur des barreaux.

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

u : Coefficient de colmatage de la grille.

- La grille manuelle : $u = 0,25$
- La grille mécanique : $u = 0,5$

- ✓ S : Surface de passage de l'effluent tel que : $S = \frac{Q_{ptp}}{V} \dots\dots\dots (V-16)$

- ✓ Q_{ptp} : Débit de pointe (débit de la station) (m^3/s).
- ✓ V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

La vitesse d'écoulement (de passage) de l'effluent est comprise entre (0,5 -1,5) m/s et cela pour éviter le colmatage en profondeur des barreaux et de ne pas provoquer des pertes de charge trop importantes.

Une vitesse de passage inférieure à 0,5m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{PTP} \cdot \sin\gamma}{V \times h_{max} (1 - S) u} (m) \dots\dots\dots (V-17)$$

♣ Horizon 2025

A- calcul du dégrillage

On prend :

$$\gamma = 60^\circ, Q_{ptp} = 465l/s = 0,465 m^3/s, V = 1 m/s, h_{max} = 0,8 m \quad e=2cm, d=8cm$$

$$S = 0.2$$

$u = 0,5$ grille automatique

Alors :

$$L = \frac{0,465 \times \sin 60}{1 \times 0,8 \times (1 - 0,2) \times 0,5} = 1,26 \quad 1,3m$$

$L = 1,3m$

On prend la longueur commerciale : **L = 1,3 m**

b- Pour le dégrillage fin

- e=1cm
- d=1cm
- S =0.5

En utilisant la même formule, on obtient L=2 m.

On prend la longueur commerciale : **L = 2 m**

On place la grille grossière avant le déversoir d'orage et la grille fine après ce dernier.

c-Calcul des pertes de charge

On détermine la perte de charge dans un dégrilleur par la relation de KIRSCHMER :

$$\Delta H = s' \left(\frac{e}{d}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots (V-18)$$

Avec:

- ✓ Δ H: perte de charge (m).
- ✓ s' : : coefficient dépendant de la forme des barreaux.
 - Pour barreaux rectangulaires : s' :=2,42
 - Pour barreaux circulaires : s' :=1,75
- ✓ d : espacement entre les barreaux (cm).
- ✓ e: épaisseur des barreaux
- ✓ g : accélération de la pesanteur (m/s²).
- ✓ α : : angle d'inclinaison de la grille (α =60°).
- ✓ V : vitesse dans la grille.

➤ Grille grossière

$$\Delta H = 1,75 \times (2/8)^{1,33} \times ((1)^2 / 19,62) \times 0,87 = 0,012m$$

$\Delta H = 0,012m$

➤ Grille fine

$$\Delta H = 1,75 \times (1/1)^{1,33} \times (1)^2 / 19,62 \times 0,87 = 0,077m$$

$\Delta H = 0,077m$

d. 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 :

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

- 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 qui suit :

$$V(m^3 / j) = \frac{\text{Nb.re.d 'hab} \times \text{volume.retenu} \times 10^{-3}}{365 \text{ jour}} \dots\dots\dots(V - 19)$$

➤ **Grille grossière**

- $V_{\min} = (51876 \times 2) 10^{-3} / 365 = 0,28 \text{ m}^3/j.$
- $V_{\max} = (51876 \times 5) 10^{-3} / 365 = 0,71 \text{ m}^3/j.$
- $V_{\text{moy}} = (V_{\max} + V_{\min}) / 2 = 0,495 \text{ m}^3/j.$

Grille fine

- $V_{\min} = (51876 \times 5) 10^{-3} / 365 = 0,71 \text{ m}^3/j.$
- $V_{\max} = (51876 \times 10) 10^{-3} / 365 = 1,42 \text{ m}^3/j.$
- $V_{\text{moy}} = (V_{\max} + V_{\min}) / 2 = 1,06 \text{ m}^3/j.$

Les caractéristiques de dégrilleur à l’horizon 2025 et 2040 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

Tableau V.5 : les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.

Ouvrage :dégrilleur	Unité	Horizon 2025	Horizon 2040
Débit de la station.	m ³ /s	0,465	0.657
<u>Grille grossière</u>			
Epaisseur des barreaux e	cm	2	2
Espacement des barreaux d	cm	8	8
β	/	0.2	0.2
Perte de charge	m	0.012	0.012
Longueur du dégrilleur	m	1.3	1,8
Volume maxdes déchets	m ³ /j	0.71	0.41
Volume min des déchets	m ³ /j	0.28	1.03
h max	m	0.8	0,8
<u>Grille fine</u>			
Epaisseur des barreaux d	cm	1	1
Espacement des barreaux e	cm	1	1
β	/	0.5	0.5
Perte de charge	m	0.077	0.077
Longueur du dégrilleur	m	2	2,9
Volume maxdes déchets	m ³ /j	1,42	2,06
Volume min des déchets	m ³ /j	0,71	1,03
h max	m	0.8	0.8

Conclusion

- Le dégrilleur à grille mécanique nécessite un nettoyage régulier qui consiste à l'enlèvement des déchets et à un contrôle de fonctionnement.
- On prévoit un deuxième dégrillage grossier identique, en parallèle, pour assurer un secours total.

A noter qu'il est difficile de fixer une fréquence d'enlèvement des déchets car elle dépend de la quantité de détritus recueillis.

V.2.1.2. Dessablage – Déshuilage

Le bassin de dessablage-deshuilage permet d'éliminer les matières granuleuses comme les sables, matières minérales en suspension et d'huiles qui peuvent perturber le traitement biologique.

Cette phase de prétraitement est réalisée dans un déssableur- déshuileur de type aéré longitudinal, l'injection de l'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques.

Il est composé de deux zones :

- l'une aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- les huiles et les graisses sont récupérées en surface. (dans une zone de tranquillisation et sont déversées dans un puisard à graisse pour être acheminées par camion vers une décharge).

a-Dimensionnement du bassin de déssablage –deshuilage

Le bassin est équipé d'un pont racleur sur lequel est suspendue une pompe d'extraction des sables, les huiles sont raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

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

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots (V-20)$$

Où :

- ✓ V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0.2 < V_e < 0.5$ (m/s) [12]
- ✓ V_s : Vitesse de sédimentation. (vitesse est : $40 < V_s < 70$ ($m^3/m^2/h$) [12]
- ✓ L : Longueur de bassin.
- ✓ H : Profondeur de bassin.
- ✓ $L/H = (10-15)$. [12]
- ✓ Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe.
- ✓ $H = (1 - 2.5)$ m [12]

On opte pour un déssableur-déshuileur de forme rectangulaire.

♣ Horizon 2025

On prend :

- ✓ $Q_{ptp} = 0.465 m^3/s$.
- ✓ $V_e = 0.4 m/s$.
- ✓ $V_s = 50 (m^3/m^2/h) = 0.014 m/s$.

- ✓ H=2m
- ✓ Ts=5minute

a- Le volume

$$V = Q_{ptp} \cdot t_s = 0,465 \cdot 5 \cdot 60 = 139,5m^3$$

$V = 139,5m^3$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : le débit de pointe en temps de pluie.

b- La surface horizontale

On a : H=2 m.

La surface horizontale S_h sera :

$$S_h = \frac{V}{h} = \frac{139,5}{2} = 69,75m^2$$

$S_h = 69,75m^2$

c- La largeur

On sait que notre bassin est de forme rectangulaire de surface :

$$L/l=2 \Rightarrow L=2 \cdot l$$

$$S_h = L \cdot l = 2 \cdot l^2 \Rightarrow l = (S_h/2)^{1/2} = (69,75/2)^{1/2} = 5,9m$$

$l = 5,9m$

d- Longueur

$$L/l=2 \Rightarrow L=2 \cdot l$$

$$L = 2 \cdot 5,9 = 11,8m$$

$L = 11,8m$

e- Le volume d'air à insuffler dans le désableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5m³d'air/m³d'eau.

$$q_{air} = Q_{ptp} \cdot V \dots\dots\dots(V-21)$$

- ✓ V : le volume d'air à injecter (m³).
- ✓ Q_{ptp} : débit de la station.

Donc: $q_{air} = 0,465 \cdot 1,5 = 0,6975m^3 / s = 2511 m^3 d \text{ air/h}$

$q_{air} = 2511 m^3 d'air/h$

f- Calcul des quantités des matières éliminées par le désableur

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

$$MES = 70\% MVS + 30\% MMS \dots\dots\dots(V-22)$$

➤ La charge en MES à l'entrée de désableur est :

$MES = 1458,93 \text{ Kg/j}$

➤ Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 1458,93 \times 0,7 = 1021,25 \text{ Kg/j}$$

$MVS = 1021,25 \text{ Kg/j}$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MMS = 1458,93 \times 0,3 = 437,68 \text{ Kg/j}$$

$$MMS = 437,68 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées

Un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$MMSe = 437,68 \times 0,7 = 306,37 \text{ Kg/j}$$

$$MMSe = 306,37 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de déssableur

$$MMSs = MMS - MMSe$$

$$MMSs = 131,31 \text{ kg/j}$$

$$MMs = 437,68 - 306,37 = 493,22 \text{ kg/j}$$

- Les MES à la sortie de déssableur :

$$MESs = MVS + MMSs$$

$$MESs = 1021,25 + 131,31 = 1152,56 \text{ kg/j}$$

$$MESs = 1152,56 \text{ kg/j}$$

Remarque

La quantité de sable extrait du déssableur est d'environ 4 à 8 l/an/Eq.

♣ Pour l'horizon 2040(extension)

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

$$\text{Donc: } Q_{ptp} = 0,657 - 0,465 = \mathbf{0,192 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Avec

- ✓ Q_{ptp} : débit de la station (débit en temps de pluie).
- ✓ MES à l'entrée = $2112,93 - 1458,93 = 654 \text{ kg/j}$.

On opte aussi la même forme de déssableur-déshuileur (rectangulaire) avec les caractéristiques suivantes :

Ts: 5 minutes

L/l = 2. On prend L = 2 * l .

H = (1 - 2.5) m. On prend H = 2m

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

Tableau V.6: Dimensionnement du déssableur-déshuileur.

Désignation	Unités	Horizons	
		2025	2040 (extension)
Surface horizontale (Sh)	m ²	69,75	28,8
Volume (V)	m ³	139,5	57,6
Hauteur (H)	M	2	2
Largeur	M	5,9	3,79
Longueur	M	11,8	7,58
Temps de séjour par temps sec	Min	5	5
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air/h	2511	1036,8
Matières minérales en suspension totales (MM)	Kg/j	437,68	196,2
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	306,37	137,34
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	131,31	58,86
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	1021,25	457,8
Matières en suspension restantes	Kg/j	1152,56	516,66

V.2.2. Le traitement primaire (décantation primaire)

La décantation primaire permet une séparation de deux phases liquide solide, par simple gravité.

En effet, une décantation primaire est mise en œuvre pour alléger la charge à l'entrée du bassin d'aération ; elle permet donc l'élimination de 50% à 60% de la charge initiale en matière en suspension (MES) et 20% à 30 % de la charge organique entrante exprimée en DBO₅. [7]

Le décanteur primaire permet donc de limiter la variation de charge et la perturbation des MES dans l'aérateur. Cependant, il produit des boues instables (boues primaires) qui peuvent être une source non négligeable de nuisances olfactives (mauvaise odeurs).

Dans notre étude, on opte pour un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire ; leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures.

Aussi, les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

a. Dimensionnement de décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

- La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par :

$$V_{lim} = Q_{ptp} / S \dots \dots \dots \quad (V-23)$$

- Q_{ptp} : débit de la station.
- S : surface totale

- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures.
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m

♣ Horizon 2025

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport Q_{pts}/Q_{moyh}

Tableau V.7 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de K [5]

$K=Q_{pts}/Q_{moyh}$	2.5	3	5	8	10
$V_{lim}(m/h)$	2	2.5	3.75	5	6

$K=Q_{pts}/Q_{moyh}=1,76$ donc d'après ce tableau on tire la vitesse $V_{lim}=2m/h$

Avec

- ✓ Q_{pts} : débit de pointe au temps sec.
- ✓ Q_{moyh} : débit moyen horaire.

▪ **La surface horizontale du décanteur:**

$$Sh = Q_{ptp}/V_{lim} = 1674 / 2 = 837 \text{ m}^2$$

Sh = 837 m²

- ✓ Q_{ptp} : débit de la station.

▪ **Volume du décanteur**

On prend $t_s = 1,5h$

$$V = Q_{ptp} \cdot T_s = 1674 * 1,5 = 2511 \text{ m}^3$$

V = 2511 m³

▪ **La hauteur du décanteur**

$$H = V / Sh = 2511 / 837 = 3 \text{ m.}$$

H = 3 m

Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement de 0,75m; donc la hauteur totale est **H=3,75m**

▪ **Le diamètre du décanteur:**

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2511}{3,14 \cdot 3}} = 32,65m$$

D = 32,65m

Avec :

- D : diamètre du décanteur (m) ;
- V : volume du décanteur (m³) ;
- h : hauteur du décanteur (m)

▪ **Détermination du temps du séjour**

- ✓ pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} = 2511 / 316,53 = \mathbf{7,93 \text{ h}}$$

- ✓ pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_p = 2511 / 559,19 = \mathbf{4,5 \text{ h}}$$

- ✓ pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp} = 2511 / 1674 = \mathbf{1,5 \text{ h}}$$

A. Calcul de la quantité de boues éliminées :

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de DBO5 et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur : [5]

- DBO5 = 1403,48Kg/j.
- MES' = 1152,56 Kg/j.

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :**

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

- $DBO_{5e} = 0,3 * DBO_5 = 0,3 * 1403,48 = 421,04 \text{Kg/j}$
- $MES_e = 0,6 * MES' = 0,6 * 1152,56 = 691,54 \text{ Kg/j}$
- **Les charges à la sortie du décanteur primaire**
 - $MES_s = MES - MES_e = 1152,56 - 691,54 = 461,02 \text{Kg/j}$
 - $DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 1403,48 - 421,04 = 982,44 \text{ Kg/j}$
- ♣ **Pour l'horizon 2040 (extension)**

Pour cet horizon, on dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2040)} - Q_{\text{ptp}(2025)}$$

Donc : $Q_{\text{ptp}} = 0,657 - 0,465 = 0,192 \text{ m}^3/\text{s}$

Avec

- ✓ Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que :

$$DBO_5 = DBO_{5(2040)} - DBO_{5(2025)} = 2032,62 - 1403,48 = 629,14 \text{ Kg/j}$$

$$MES = MES_{(2040)} - MES_{(2025)} = 2112,93 - 1458,93 = 654 \text{Kg/j}$$

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau ci-après:

Tableau V.8: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

Désignation	Unité	2025	2040(extension)
débit de la station	m ³ /s	0,465	0,192
Surface horizontale	m ²	837	345,6
Volume	m ³	2511	1036,8
Nombre de décanteurs	-	1	1
Hauteur d'eau + hauteur de revanche	M	3,75	3.75
Diamètre	M	32,65	21
MES entrées	Kg /j	1152,56	516,66
DBO ₅ entrée	Kg /j	1403,48	629,14
MES éliminée	Kg /j	691,54	310
DBO ₅ éliminée	Kg /j	421,04	188,74
MES sorties	Kg /j	461,02	206,66
DBO ₅ sortie	Kg /j	982,44	440,40

V.2.3. Les traitements secondaires

Le traitement biologique est réalisé dans un ensemble complet qui comprend :

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

Pour cela on fera l'étude de deux variantes : une à moyenne charge et l'autre à faible charge.

A. Dimensionnement du bassin d'aération

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

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

Les paramètres caractérisant le traitement par boues activées à moyenne charge sont les suivants

- La charge massique (Cm) :
 $0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j}$ [5]

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de Cm:

-On prend une charge massique : $C_m = 0,3 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

- La charge volumique (Cv) :
 $0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$ [5]

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante:

$$C_v = 1 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$$

Cv permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire de longueur L et de largeur b.

Tel que :

$$S_h = L \cdot b \dots \dots \dots (V-24)$$

- **Le volume du bassin :**

$$V_a = L_0 / C_v \dots \dots \dots (V.25)$$

- ✓ C_v : Charge volumique ($\text{kg DBO}_5/\text{m}^3.\text{j}$) $C_v = 1 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$
- ✓ L_0 : charge polluante ($\text{kg DBO}_5/\text{j}$). On a : $L_0 = 982,44 \text{ kg/j}$

Donc : $V = L_0 / C_v = 982,44 / 1 = 982,44 \text{ m}^3$

$V = 982,44 \text{ m}^3$

- **La hauteur du bassin**

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 4 m**

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

- **Surface horizontale du bassin**

$$S_h = V / H = 982,44 / 4 = 245,61 \text{ m}^2$$

$S_h = 245,61 \text{ m}^2$

- **Calcul des dimensions du bassin (rectangle)**

$$L = 2b$$

$$L = \sqrt{2 \cdot S_h} = \sqrt{2 \cdot 245,61} = 22,16 \text{ m}$$

$$b = 11,08 \text{ m}$$

$L = 22,16 \text{ m}$

- **La masse de boues dans le bassin**

$$X_a = \frac{L_0}{C_n} = \frac{982,44}{0,3} = 3274,8 \text{ kg}$$

$X_a = 3274,8 \text{ kg}$

- **Concentration de boues dans le bassin**

$$[X_a] = X_a / V = 3274,8 / 982,44 = 3,33 \text{ kg/m}^3$$

$[X_a] = 3,33 \text{ kg/m}^3$

V : Volume du bassin d'aération.

- **Calcul du temps de séjour**

1. Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{982,44}{316,53} = 3,1 \text{ h}$$

$$T_s = 3,1 \text{ h}$$

2. Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{982,44}{559,19} = 1,76 \text{ h}$$

$$T_s = 1,76 \text{ h}$$

3- Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{982,44}{1674} = 0,59 \text{ h } T_s = 0,59 \text{ h}$$

- **Concentration de l'effluent en DBO5**

$$S_o = L_o / Q_{\text{moy j}} = 982,44 / 7596,63 = 129,33 \text{ mg/l}$$

$$S_o = 129,33 \text{ mg/l}$$

➤ **La charge polluante à la sortie du décanteur secondaire (Sf= 30 mg/l)**

La charge polluante exprimée en DBO₅ à la sortie du décanteur secondaire a une concentration Sf conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 7596,63 = 227,90 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 227,90 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

➤ **La charge polluante en DBO₅ éliminée Le**

$$L_e = L_o - L_f = 982,44 - 227,90 = 754,54 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 754,54 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

➤ **Le rendement de l'épuration**

$$e_p = (L_o - L_f) / L_o = (754,54 / 982,44) \cdot 100 = 76,8\%$$

$$e_p = 76,8 \%$$

➤ **Besoins théoriques en oxygène**

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène d'une part pour se nourrir et de se développer à partir de la pollution éliminée et d'autre part par la dégradation de la matière organique ; cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse cellulaire plus celle nécessaire à la respiration endogène.

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j}) \dots \dots \dots (\text{V-26})$$

- ✓ Le : DBO₅ 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.

$$0,48 < a' < 0,65 \quad \text{on prend} \quad a' = 0,56$$

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène
- $$0,06 < b' < 0,11 \quad \text{on prend} \quad b' = 0,085$$

➤ **La quantité d'oxygène journalière**

$$q_{o_2} = 0,56 \cdot 754,54 + 0,085 \cdot 3274,8 = 700,9 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

$$q_{o_2} = 700,9 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

➤ **La quantité d'oxygène horaire**

$$q_{o_2/24} = 700,9 / 24 = 29,2 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

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

$$q_{o_2/m^3} = q_{o_2} / v = 700,9 / 982,44 = 0,71 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe**

$$q_{o_2\text{pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24) \dots \dots \dots (\text{V-27})$$

T_d : période diurne en heures T_d = 16h.

$$q_{o_2\text{pte}} = (0,56 \cdot 754,54 / 16) + (0,085 \cdot 3274,8 / 24) = 38 \text{ Kg O}_2/\text{h}.$$

➤ **Besoin réel en pointe en oxygène**

En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gênée par la présence dans les eaux usées des matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif.

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients Correcteurs.[4]

$$q_{o_2\text{réel}} = \frac{q_{o_2}}{r \cdot S} \dots \dots \dots (\text{V-28})$$

- ✓ r : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendants de la nature de l'eau (MES, tensio-actif) et du système d'aération.

$$r = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8 \dots \dots \dots (V-29)$$

S : Tel que : 0,8 0,95 [30]
 On prend : $\beta=0,85$

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{38}{0,8 * 0,85} = 55,88 \text{ Kg } O_2 / \text{h}$$

En moyenne : $q_{O_2 \text{ réel jour}} = \frac{700,9}{0,8 * 0,85} = 1030,74 \text{ Kg } O_2 / \text{j}$

➤ **Calcul des caractéristiques de l'aérateur**

Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 $\text{kg } O_2 / \text{kwh}$.

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots \dots \dots (V-30)$$

- ✓ 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 : $E_a = 1,5 \text{ kg } O_2 / \text{kwh}$ [12]

Donc : $E_n = \frac{55,88}{1,5} = 37,25 \text{ kw}$

$E_n = 37,25 \text{ Kw}$

Puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = Sh * Pa \dots \dots \dots (V-31)$$

- ✓ Pa : puissance spécifique absorbée.
- La puissance spécifique absorbé (Pa) pour les aérateurs de surface est $Pa = 80 \text{ w/m}^2$
- ✓ Sh : surface horizontale du bassin.

Donc : $E_b = Sh * Pa = 245,61 * 80 = 19,65 \text{ kw}$.

Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$Na = E_n / E_b = 37,25 / 19,65 = 1,9$$

On prend deux aérateurs ($Na = 2$).

Bilan de boues

▪ **Calcul de la quantité des boues en excès**

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots \dots \dots (V-32) [3]$$

Avec :

- ✓ X_{\min} : Boues minérales. (25 % de MES)

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

- ✓ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.
- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO₅ éliminées).
- ✓ a_m : Varie entre 0,55 < a_m < 0,65. On prend $a_m = 0,6$.
- ✓ L_e : Quantité de DBO₅ à éliminer (Kg/j).
- ✓ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.
 $b = 0,07$
- ✓ X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- ✓ X_{eff} : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **461,02 Kg/j**

$$X_{min} = 0,25 * 461,02 = 115,26 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0,3 \text{ MVS}$$

$$X_{dur} = 0,3 (0,7 * 461,02) = 96,81 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,6 * 754,54 = 452,72 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0,07 * 3274,8 = 229,24 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,03 * 7596,63 = 227,9 \text{ Kg/j}$$

Alors : $X = 115,26 + 96,81 + 452,72 - 229,24 - 227,9 = 207,65 \text{ Kg/j}$

X = 207,65 Kg/j

▪ **Concentration de boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots \text{(V-33)}$$

Avec :

- ✓ X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).
- ✓ I_m : L'indice de Mohlman.
- ✓ I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :
(100 ÷ 150). [13]

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend : $I_m = 125 \text{ ml / g}$

D'où : $X_m = \frac{1200}{125} = 9,6 \text{ Kg / m}^3$

X_m = 9.6 Kg/m³

▪ **Le débit de boues en excès**

Ce débit est donné par :

$$Q_{b.exc} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{207,65}{9,6} = 21,63 \text{ m}^3/\text{j}$$

Q_{b.exc} = 21,63 m³/j

▪ **Le débit spécifique par m³ de bassin**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots \text{(V-34)}$$

• V : volume de bassin

Donc : $q_{sp} = \frac{207,65}{982,44} = 0,21 \text{ Kg / m}^3/\text{j}$

q_{sp} = 0,21 Kg / m³/j

▪ **Les boues recyclées**

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin d'aération, une optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne et d'éviter l'accumulation des boues dans le clarificateur, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aération. En effet, si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

Dans ce cas, on assiste à un passage en anaérobiose qui provoque une remontée des boues dans le clarificateur.

▪ **Le taux de recyclage**

✓ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.

✓ Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots (V-35)$$

- R : taux de recyclage(%)

- [X_a] : concentration des boues dans le bassin = **3,33Kg/m³**

$$R = \frac{100 \cdot 3,33}{\frac{1200}{125} - 3,33} = 53,11$$

R=53,11%

▪ **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R Q_j \dots\dots\dots (V-36)$$

Donc :

$$Q_r = 0,53 \cdot 7596,63 = 4034,57 \text{ m}^3/\text{j}$$

Q_r =4034,57 m³/j

Remarque

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration.

▪ **Age des boues**

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots (V-37)$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{3274,8}{207,65} = 15,77 \text{ jours}$$

A_b=15,77jours

B. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

Le but du décanteur secondaire est la séparation de floc biologique de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont renvoyées vers le bassin d'aération afin de maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

Un clarificateur doit donc être en mesure d'assurer simultanément trois fonctions :

- Retenir un maximum de particules en suspension (clarification) ;
- Concentrer les boues avant leur réintroduction dans le bassin d'aération pour minimiser le dimensionnement des pompes (recirculation et extraction) ;

➤ Stocker provisoirement des boues en cas de surcharge hydraulique temporaire (protection hydraulique).

Nous optons pour un décanteur de forme circulaire, muni d'un pont racleur de surface (récupération des flottants) et un racleur de fond pour une concentration des boues décantées vers le centre de l'ouvrage d'où une partie est reprise pour le recyclage et l'autre partie des boues (la fraction en excès) est évacuée vers les ouvrages de traitement des boues.

Données de base

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure. On prend $t_s = 1,5h$.
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp} = 1674 \text{ m}^3/h$

a- Le volume du clarificateur

$$V = Q_p \cdot t_s = 1674 \cdot 1,5 = 2511 \text{ m}^3$$

$V = 2511 \text{ m}^3$

b- Hauteur du clarificateur

La hauteur du décanteur est : $H = (3 \div 5)$ m.

On prend : $H = 4m$

c- La surface horizontale du décanteur

$$Sh = V/h = 2511 / 4 = 627,75 \text{ m}^2$$

$Sh = 627,75 \text{ m}^2$

d- Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2511}{3,14 \cdot 4}} = 28,28 \text{ m}$$

$D = 28,28 \text{ m}$

e- Le temps de séjour

$$T_s = V / Q$$

- Pour le débit moyen horaire
 $T_s = V / Q_{\text{moy}} = 2511 / 316,53 = 7,93 \text{ h}$
- Pour le débit de pointe par temps sec
 $T_s = V / Q_{\text{pts}} = 2511 / 559,19 = 4,49 \text{ h}$
- Pour le débit de pointe par temps de pluie.
 $T_s = V / Q_{\text{ptp}} = 2511 / 1674 = 1,5 \text{ h}$

♣ Pour l'horizon 2040 (extension)

Pour cet horizon, on dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2040)} - Q_{\text{ptp}(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{ptp}} = 0,657 - 0,465 = 0,192 \text{ m}^3/s$$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que :

$$DBO_5 = DBO_5(2040) - DBO_5(2025) = 2032,62 - 1403,48 = 629,14 \text{ Kg/j}$$

$$MES = MES(2040) - MES(2025) = 2112,93 - 1458,93 = 654 \text{ Kg/j}$$

Les résultats de dimensionnement de décanteur secondaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

Tableau V.9 : Résultats de calcul d'aérateur pour l'horizon 2040.

Désignations	Unité	2025	2040 (extension)
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	7596,63	3405,37
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	316,53	141,89
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	1674	691,2
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	982,44	440,4
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	129,33	129,33
La charge polluante à la sortie L_f	Kg DBO_5/j	227,90	102,16
La charge polluante éliminée L_e	Kg DBO_5/j	754,54	338,24
Le rendement de l'épuration η_p	%	76,8	76,8
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	982,44	440,4
nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	245,61	110,1
Longueur du bassin L	m	22,16	14,84
Largeur du bassin b	m	11,08	7,42
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	3274,8	1468
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	3,33	3,33
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	3,1	3,1
- débit de pointe par temps sec	h	1,76	1,92
- débit de la station	h	0,59	0,64
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	Kg O_2/j	700,9	314,19
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2/24}$	Kg O_2/h	29,2	13,09
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O_2/m^3}	Kg O_2/m^3j	0,71	0,71
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	Kg O_2/h	38	17,04
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
- Besoin réel de pointe en oxygène	Kg O_2/h	55,88	19,25
- puissance de l'aération nécessaire	Kw	37,25	12,83
- puissance de brassage	Kw	19,65	8,8
- nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	2
Bilan de boues			
la quantité des boues en excès x	Kg/j	207,65	93,09
Concentration de boues en excès X_m	Kg/ m^3	9,6	9,6
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m^3/j	21,63	9,7
Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	Kg/ $m^3.j$	0,21	0,21
Le taux de boues recyclées R	%	53,11	53,11

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	4034,57	1804,85
Age des boues A_b	j	15,77	15,77
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m^2	627,75	259,2
Diamètre	m	28,28	9,08
Volume	m^3	2511	1036,8
Hauteur	m	4	4
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	j	7,93	7,31
- débit de pointe par temps sec	j	4,49	4,52
- débit de la station	j	1,5	1,5

V.2.4. Traitement tertiaire (désinfection)

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection. Lachloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

V.2.4.1. Dose du chlore à injecter

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. [14]

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn. [14]

V.2.4.2. La dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{\text{moy}} \cdot (Cl_2) = 7596,63 \cdot 0,01 = \mathbf{75,97 \text{ Kg/j}}$$

V.2.4.3. Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

$$1^\circ \text{ de chlorométrie} \quad 3,17 \text{ g de } Cl_2 / NaClO$$

$$20^\circ \text{ de chlorométrie} \quad X$$

$$X = 3,17 \cdot 20 / 1 = \mathbf{63,4 \text{ gde } Cl_2 / NaClO}$$

V.2.4.4. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

$$1 \text{ m}^3 (NaClO) \quad 63,4 \text{ Kg de } Cl_2$$

$$Q_j \quad 75,97$$

$$Q_j = 75,97 / 63,4 = \mathbf{1,198 \text{ m}^3 (NaClO)/j}$$

V.2.4.5. La quantité annuelle d'hypochlorite

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 1,198 \cdot 365 = \mathbf{437,27 \text{ m}^3 (NaClO) /an}$$

V.2.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{ptp}} = \mathbf{1674 \text{ m}^3 / h} \text{ (débit de pointe au temps de pluie)}$$

$$T_s = \mathbf{30 \text{ mn}}$$

a- Le volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 1674 \cdot 30 / 60 = \mathbf{837 \text{ m}^3}$$

b- La hauteur du bassin

On fixe $H = 3\text{m}$

c- La surface horizontale

$$S_h = V / H = 837 / 3 = \mathbf{279 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{v = 837 \text{ m}^3}$$

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

$$\mathbf{S_h = 279 \text{ m}^2}$$

d- La largeur et la longueur

On prend : $L = 2 * B$

$$B = (Sh / 2) = 11,81 \text{ m.}$$

Alors : $L = 2 * 11,81 = 23,62 \text{ m}$

Avec : L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

B= 11,81m

L=23,62m

♣ Pour l'horizon 2040

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

Débit de la station

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2040)} - Q_{\text{ptp}(2025)}$$

$$Q_{\text{ptp}} = 2365,2 - 1674 = \mathbf{691,2 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Débit moyen journalier

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{moy j}(2040)} - Q_{\text{moy j}(2025)}$$

$$Q_{\text{moy j}} = 11002 - 7596,63 = \mathbf{3405,37 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.10 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2025	2040 (extension)
• Volume	m ³	837	335,6
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontale	m ²	279	115,2
• Longueur	m	23,62	15,18
• Largeur	m	11,81	7,59
• Dose journalière en chlore	Kg/j	75,97	34,05
• La quantité d'hypochlorite nécessaire :	m ³ /j	1,198	0,54
• La quantité annuelle d'hypochlorite :	m ³ /an	437,27	197,1

V.2.5. Traitement des boues

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une Filière de traitement comportent l'épaississement, la stabilisation, la déshydratation et L'évacuation finale.

V.2.5.1. Epaississement

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans les décanteurs primaire et secondaire.

V.2.5.2. Stabilisation

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations afin de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue la stabilisation chimique et biologique.

Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

Pour la stabilisation chimique ; Le composé de choix est la chaux vive. Son incorporation se réalise à une boue déjà floculée égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est

obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de chaux provoque une forte élévation de température et par conséquent une évaporation de l'eau.

Dans notre cas on choisit la technique de stabilisation aérobie, très utilisée dans les stations de traitement de moyenne importance.

V.2.5.3. Déshydratation

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide.

Dans notre cas, on choisit une déshydratation naturelle sur lits de séchage afin de réduire les frais d'exploitation de la station (minimiser les dépenses d'énergies).

V.2.5.4. Dimensionnement

A-1- l'épaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de:

a- Boues issues du décanteur primaire

La boue primaire : $DX_p = DBO_{5e} + MESe$

$$DX_p = 691,54 + 421,04 = 1112,58 \text{ Kg/j}$$

b- Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaire $DX_s = 207,65 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

c- la quantité totale journalière des boues sera

$$DX_t = DX_p + DX_s = 1112,58 + 207,65 = 1320,23 \text{ Kg/j}$$

d- La concentration des boues

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : $(20 \div 30) \text{ g/l}$ [15]

- Boues secondaire : $(10 \div 30) \text{ g/l}$ [15]

e- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur :

1- Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = DX_p / S_1$$

DX_p : quantité issues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues.

On prendra $S_1 = 25 \text{ g/l}$

$$Q_1 = 1112,58 / 25 = 44,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

2- Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = DX_s / S_2$$

S_2 : concentration des boues.

On prendra $S_2 = 10 \text{ g/l}$

$$Q_2 = 207,65 / 10 = 20,765 \text{ m}^3/\text{j}$$

3- Le débit total (Q_t)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 44,5 + 20,765 = 65,265 \text{ m}^3/\text{j}$$

4- La concentration du mélange (S)

$$S = DX_t / Q_t = 1320,23 / 65,265 = 20,23 \text{ Kg/m}^3$$

5- Le volume de l'épaississeur

$$V = Q_t \cdot T_s = 65,265 \cdot 2 = 130,53 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2j.

6- La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 3 \text{ m}$. On calcule :

$$V = 116,68 \text{ m}^3$$

$$Sh = 38,89 \text{ m}^2$$

$$Sh = V / H = 116,68 / 3 = \mathbf{38,89 \text{ m}^2}$$

7- Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{f}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 38,89}{f}} = 7,04 \text{ m}$$

D=7,04m

8- Caractéristiques des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

9- Calcul du débit des boues épaissies

$$C_{be} = 85 \text{ g/l.}$$

$$Q_d = DXt / 85 = 1320,23 / 85 = \mathbf{15,53 \text{ m}^3/\text{j}}$$

A-2-Stabilisateur aérobie

Le but de la stabilisation est d'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.

A-2-1-La quantité de MVS contenue dans les boues

$$MES = 1152,56 \text{ kg/j}$$

$$MMS = 345,77 \text{ kg/j}$$

$$MVS = 806,79 \text{ kg/j}$$

A-2-2-La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation

$$(MVS) \text{ sortie} = MVS - 0,45 \cdot MVS = 806,79 - (0,45 \cdot 806,79) = 443,73 \text{ kg/j}$$

$$(MVS) \text{ sortie} = \mathbf{443,73 \text{ kg/j}}$$

A-2-3-Temps de séjour

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} \dots\dots\dots (V-38)$$

- ✓ B_{a0} : représente la quantité de MVS au temps initiale ;
- ✓ B_a : représente la quantité de MVS au temps t ;
- ✓ K_s : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de K_s varient entre 0,5 et 0,05, nous prenons $K_s = \mathbf{0,05}$.

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0,95 \cdot B_{a0} \dots\dots\dots (V-39)$$

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$$(1 - 0,95) \cdot B_a = 45\% \text{ De MVS stabilisé}$$

$$0,05 B_a = 0,45 \cdot 443,73 = \mathbf{199,68 \text{ kg}}$$

$$\text{Alors } B_a = \mathbf{3993,6 \text{ kg}}$$

L'extraction journalier est de 443,73 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{3993,6}{443,73} = \mathbf{9 \text{ jours}}$$

A-2-4-Boues en excès dans le stabilisateur

$$Q_{\text{excès}} = MM + (MVS)_{\text{sortie}} = 345,77 + 443,73 = \mathbf{789,5 \text{ kg de boues / jour}}$$

A-2-5-Dimensionnement du bassin de stabilisation

a. La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)

$$M_b = Q_{\text{excès}} \cdot t = 789,5 \cdot 9 = \mathbf{7105,5 \text{ kg.}}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 80 à 100 g/l, on prend $C_{be} = \mathbf{85 \text{ g/l}}$

b. Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_b / C_{be} = 7105,5 / 85 = 83,59 \text{ m}^3$$

c. Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation **H= 4m**

$$S_h = V/H = 83,59/4 = 20,9 \text{ m}^2$$

d. La largeur de bassin

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : $S_h = L * l$

On a $L=2.l$

$$l = (S_h/2)^{0.5} = 3,23 \text{ m}$$

e. La longueur de bassin

$$L = 2.l = 2 * 3,23 = 6,46 \text{ m}$$

f. Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface **2 kg O₂ /kg MVS détruit**

-La masse des boues détruites par jour est de **443,73kg/j**

$$DO_2 = 2 * 443,73 = 887,46 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$DO_2 = 887,46 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

A.3. lits de séchage

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement. Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Les drains, disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervalles rapprochés, soit 2 à 3 jours. La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons.

Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée si le lit n'est alimenté qu'en un seul point. [16]

A.3.1. Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b=8\text{m}; L=20\text{m}; H=0,4\text{m}$$

a- Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b * L * H \dots\dots\dots(V-40)$$

$$V = 64 \text{ m}^3$$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 443,73 \text{ kg/j.}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 20 à 80 g/l. on la prend =35 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1 = 443,73 / 35 = 12,68 \text{ m}^3/\text{j.}$$

b- Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > v_1 / v = 12,68 / 64 = 0,2 \text{ on prend } n=1$$

c- Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * v = 12 * 64 = 768 \text{ m}^3$$

d- Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 12,68 * 365 = 4628,2 \text{ m}^3$$

e- Nombre de lits nécessaire

$$N > v_{ba} / v_2 = 4628,2 / 768 = 6 \text{ lits}$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

f- Surface nécessaire :

$$S = S_0 * N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160m^2$

$$s=160*6=960 m^2.$$

♣ Pour l'horizon 2040(extension)

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.11 : Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2025 et 2040).

Désignations	unité	2025	2040 (extension)
Dimensionnement de l'épaisseur			
• Boues issues du décanteur primaire	kg/j	1112,58	498,74
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	207,65	93,09
• la quantité totale journalière des boues	Kg/j	1320,23	591,83
• Le débit total	m ³ /j	58,34	26,16
• La concentration du mélange :	Kg/m ³	22,63	22,62
• Débit des boues épaissies	m ³ /j	15,53	6,96
• Hauteur	M	3	3
• Surface horizontale	m ²	38,89	17,44
• Volume	m ³	116,68	52,32
• Diamètre	M	7,04	4,71
Stabilisateur aérobie			
• La quantité de MVS contenue dans les boues - MES - MM - MVS	kg/j	1152,56 345,77 806,79	516,66 155 361,66
• La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :	kg/j	443,73	198,91
• Temps de séjour :	J	9	9
• Boues en excès dans le stabilisateur :	Kg /j	789,5	353,91
• La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	Kg	7105,5	3185,19
• Hauteur	M	4	4
• Volume du bassin de stabilisation	m ³	83,59	37,47
• Surface horizontale	m ²	20,9	9,37
• La longueur de bassin	M	6,46	4,32
• La largeur de bassin	M	3,23	2,16
• Quantité d'air par jour Do ₂	Kg o ₂ /j	887,46	397,82

Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
• la quantité des boues à extraire	Kg/j	443,73	198,91
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
• Volume des boues à sécher par an	m ³	4628,2	2073,2
• Nombre de lits nécessaire	-	6	3
• Surface nécessaire :	m ²	960	480

V.3. Etude de la variante à faible charge

Etant donné que les ouvrages de prétraitement ne dépendent pas de la charge de pollution à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui du procédé du système à boues activées à moyenne charge.

Il s'agit des ouvrages suivants :

- ✓ Le dégrilleur
- ✓ Le dessableur-déshuileur.

Le traitement biologique par boues activées à faible charge abouti à la formation d'une boue stable non fermentescible en admettant l'eau brute simplement dégrossie (sans décantation primaire c.à.d. le décanteur primaire sera supprimé dans le traitement à faible charge.)

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

➤ **Charge massique**

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j} \quad [5]$$

On prendra : $C_m = 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

➤ **Charge volumique**

$$0,3 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j} \quad [5]$$

On prendra : $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$

V.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique.

Le bassin sera de forme carré, de longueur L et de hauteur H.

A. le volume du bassin

$$V_a = L_0 / C_v$$

- ✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/m³.j). $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$
- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO₅/j).
 $L_0 = 1403,48 \text{ kg/j}$

D'où : $V = L_0 / C_v = 1403,48 / 0,5 = 2806,96 \text{ m}^3$

$V = 2806,96 \text{ m}^3$

B. La hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 4 m**

La hauteur de revanche du bassin doit être $h \geq 80 \text{ cm}$. On prend **h=75cm**

C. Surface horizontale du bassin

$$S_h = V/H = 2806,96/4 = 701,74 \text{ m}^2$$

$S_h = 701,74 \text{ m}^2$

D. Calcul des dimensions du bassin

$$L = b$$

$$S_h = L^2 \quad L = \sqrt{701,74} = 26,49 \text{ m}$$

$L = 26,49 \text{ m}$

$$L = b = 26,49 \text{ m}$$

E. La masse de boues dans le bassin

$$X_a = \frac{L_0}{C_n} = \frac{1403,48}{0,2} = 7017,4 \text{ kg}$$

$X_a = 7017,4 \text{ kg}$

F. Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = X_a / V = 7017,4 / 2806,96 = 2,5 \text{ kg/m}^3$$

$[X_a] = 2,5 \text{ g/l}$

G. Calcul du temps de séjour

- Pour le débit moyen horaire

$$T_S = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{2806,96}{316,53} = 8,87 \text{ h} \quad T_s = 8,87 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_S = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{2806,96}{559,19} = 5,02 \text{ h} \quad T_s = 5,02 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_S = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{2806,96}{1674} = 1,68 \text{ h} \quad T_s = 1,68 \text{ h}$$

La charge polluante à la sortie (S_f = 30 mg/l)

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

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{moy.j} = 0,03 \cdot 7596,63 = 227,9 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$L_f = 227,9 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$

I. La charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f = 1403,48 - 227,9 = 1175,58 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$L_e = 1175,58 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$

J. Le rendement de l'épuration

$$ep = (L_0 - L_f) / L_0 = (1175,58 / 1403,48) \cdot 100 = 83,76\%$$

$ep = 83,76 \%$

K. Besoins théoriques en oxygène

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule :

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j})$$

- ✓ Le : DBO₅ 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.

$$0,48 < a' < 0,65 \quad a' = 0,6$$

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène

$$0,07 < b' < 0,11 \quad b' = 0,08$$

K.1. les besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = (0,6 \cdot 1175,58) + (0,08 \cdot 7017,4) = 1266,74 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

K.2. La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = 1266,74 / 24 = 52,78 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

K.3. La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{O_2/m^3} = q_{O_2} / V = 1266,74 / 2806,96 = 0,45 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

K.4. Les besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{O_2pte} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

$$D'où : q_{O_2pte} = (0,6 \cdot 1175,58 / 16) + (0,08 \cdot 7017,4 / 24) = 67,47 \text{ Kg O}_2/\text{h.}$$

L. Besoin réel en pointe en oxygène

$$q_{o_2 \text{ réel}} = \frac{q_{o_2}}{r \cdot s}$$

$$r = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8$$

✓ s : tel que $0,8 \leq s \leq 0,95$

On prend : $\beta = 0,85$

$$q_{o_2 \text{ réel}} = \frac{67,47}{0,8 \cdot 0,85} = 99,22 \text{ Kg } O_2/h$$

En moyenne : $q_{o_2 \text{ réel jour}} = \frac{1266,74}{0,8 \cdot 0,85} = 1862,85 \text{ Kg } O_2/j$

M. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

a. Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 $kg O_2 / kwh$.

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

On prend : $E_a = 1.5 \text{ kgO}_2/ \text{ kwh}$

Donc : $E_n = \frac{99,22}{1.5} = 66,15 \text{ kw}$

$E_n = 66,15 \text{ Kw}$

b. puissance de brassage

$$E_b = Sh \cdot Pa$$

Avec : $Pa = 80w/m^2$

Donc: $E_b = Sh \cdot Pa = 701,74 \cdot 80 = 56,14 \text{ kw}$.

$E_b = 56,14 \text{ Kw}$

c. Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$Na = E_n / E_b = 66,15 / 56,14 = 1,18$$

On prend deux aérateurs ($Na = 2$).

N. Bilan de boues

A- Calcul de la quantité des boues en excès

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff}$$

Pour la faible charge on prend :

$$a_m = 0.65$$

$$b = 0.05$$

La charge journalière en MES à la sortie de déssableur-déshuileur est **1152,56Kg/j**

$$X_{\min} = 0,25 \cdot 1152,56 = 288,14 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0,3 \text{ MVS}$$

$$X_{dur} = 0,3 (0,7 \cdot 1152,56) = 242,04 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,65 \cdot 1175,58 = 764,13 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0,05 \cdot 7017,4 = 350,87 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,03 \cdot 7596,63 = 227,9 \text{ Kg/j}$$

Alors : $X = 288,14 + 242,04 + 764,13 - 350,87 - 227,9 = 715,54 \text{ Kg/j}$

$X = 715,54 \text{ Kg/j}$

B- Concentration des boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

On prend : $I_m = 125 \text{ ml/g}$

D'où :
$$X_m = \frac{1200}{125}$$

$X_m = 9,6 \text{ kg/m}^3$

C- Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par : $Q_{b.exc} = \frac{\Delta X}{X_m} \frac{715,54}{9.6} = 74,54 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{exc} = 74,54 \text{ m}^3/\text{j}$

Le débit spécifique par m³ de bassin

$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$ Donc : $q_{sp} = 715,54/2806,96 = 0,25 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$

$q_{sp} = 0,25 \text{ Kg/m}^3$

D- Le taux de recyclage

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

- R : taux de recyclage(%)

- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = **$2,5 \text{ Kg/m}^3$**

$$R = \frac{100 * 2,5}{\frac{1200}{125} - 2,5} = 35,21$$

$R = 35,21\%$

E- Le débit des boues recyclées

$Q_r = R Q_j$

Donc : $Q_r = 0,3521 * 7596,63 = 2674,77 \text{ m}^3/\text{j} \Rightarrow$

$Q_r = 2674,77 \text{ m}^3/\text{j}$

F- Age des boues

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{7017,4}{715,54} = 9,81 \text{ jours}$$

$A_b = 9,81 \text{ jours}$

V.3.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

▪ Données de base

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2) \text{ heure}$. On prend $t_s = 1,5 \text{ h}$.
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp} = 4165,2 \text{ m}^3/\text{h}$

N.B : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la, première variante.

♣ Pour l'horizon 2040(extension)

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

• Débit de la station

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

$$Q_{ptp} = 2365,2 - 1674 = 691,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

• Débit moyen journalier

$$Q_{moy j} = Q_{moy j(2040)} - Q_{moy j(2025)}$$

$$Q_{moy j} = 11002 - 7596,63 = 3405,37 \text{ m}^3/\text{j}$$

- La charge en MES à la sortie du dessableur-déshuileur est de : **$511,66 \text{ kg/j}$**

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

- ✓ La forme de l'aérateur est carrée
- ✓ La forme du clarificateur est circulaire.

Les caractéristiques techniques de l'aérateur et du décanteur secondaire pour l'horizon 2040 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.12 : Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons

Désignations	Unité	2025	2040 (extension)
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$	m^3/j	7596,63	3405,37
Débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$	m^3/h	316,53	141,89
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	1674	691,2
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1403,48	629,14
Concentration de l'effluent en DBO_5 : So	mg/l	184,75	184,75
La charge polluante à la sortie L_f	$KgDBO_5/j$	227,9	102,16
La charge polluante éliminée L_e	$KgDBO_5/j$	1175,58	522,98
Le rendement de l'épuration ep	%	83,76	83,76
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{o_2}	KgO_2/j	1266,74	565,44
La quantité d'oxygène horaire $q_{o_2}/24$	KgO_2/h	52,78	23,56
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o_2}/m^3	KgO_2/m^3j	0,45	0,45
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{o_2pte}	KgO_2/h	67,47	30,1
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	2806,96	1258,28
Nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	701,74	314,57
Coté du bassin L	m	26,49	17,74
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	7017,4	3145,7
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m^3	2,5	2,5
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	8,87	8,87
- débit de pointe par temps sec	h	5,02	5,49
- débit de la station	h	1,68	1,82
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
-Besoin réel de pointe en oxygène :	KgO_2/h	99,22	44,26
-Calcule de puissance de l'aération nécessaire :	Kw	66,15	29,5
-puissance de brassage :	kW	56,14	25,16
- nombre d'aérateurs dans chaque bassin :	-	2	2

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

Suite de **tableau V.12** : Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons

Bilan de boues			
-Calcul de la quantité des boues en excès x	Kg/j	715,54	387,16
-Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9.6	9.6
-Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	74,54	40,33
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,25	0,31
-Le taux de boues recyclées R	%	35.21	35.21
-Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	2674,77	1199,03
-Age des boues A_b	j	9,81	8,13
Caractéristiques du clarificateur			
-forme	circulaire	circulaire	circulaire
-Nombre de bassins	-	1	1
-Surface horizontale	m ²	627,75	259,2
-Diamètre	m	28,28	9,08
-Volume	m ³	2511	1036,8
-Hauteur	m	4	4
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	j	7,93	7,31
- débit de pointe par temps sec	j	4,49	4,52
- débit de la station	j	1,5	1,5

V.3.3. Traitement tertiaire (désinfection)

Les mêmes dimensions pour le bassin de désinfection et les résultats de dimensionnement sont représentés sur le Tableau V.10

V.3.4. Traitement des boues

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur.

Après épaissement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

V.3.5 Dimensionnement

A. Epaisseur : Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

La production journalière des boues est de :

A.1. Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $DX_s = 715,54 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

A.2. La concentration des boues

A l'entrée de l'épaisseur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues secondaire : (10÷30) g/l

A.3. Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)

$$Q_t = Q_2 = DX_s / S_2 = 715,54 / 10 = 71,554 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prendra $S_2 = 10 \text{ g/l}$

A.4. Le volume de l'épaisseur

$$V = Q_t \cdot T_s = 71,554 \cdot 2 = 143,108 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2j

$Q_t = 71,554 \text{ m}^3/\text{j}$

$V = 143,108 \text{ m}^3$

A.5. La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 4\text{m}$. On calcule :

$$Sh = V / H = 143,108 / 4 = 35,777 \text{ m}^2$$

$$Sh = 35,777 \text{ m}^2$$

A.6. Le diamètre

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{f}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 35,777}{f}} = 6,75\text{m}$$

$$D = 6,75\text{m}$$

A.7. Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaissement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

on prend : $C_{be} = 85\text{g/l}$.

$$Q_d = DXt / 85 = 715,54 / 85 = 8,42 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = 8,42 \text{ m}^3/\text{j}$$

B. Lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b = 8\text{m}; L = 20\text{m}; H = 0,4\text{m}$$

$$V = 64\text{m}^3$$

B.1. Le volume de boues épaissies sur chaque lit

$$V = b * L * H$$

La quantité des boues à extraire quotidiennement :

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 85 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est : $V_1 = 8,42\text{m}^3/\text{j}$.

B.2. Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > V_1 / v = 8,42 / 64 = 0,13 \text{ on prend } n = 1$$

B.3. Volume des boues épaissies par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * v = 12 * 64 = 768\text{m}^3$$

B.4. Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = V_1 * 365 = 8,42 * 365 = 3073,3\text{m}^3$$

B.5. Nombre de lits nécessaire

$$N > V_{ba} / V_2 = 3073,3 / 768 = 4\text{lits}$$

B.6. Surface nécessaire

$$S = S_0 * N$$

$$\text{Où : } S_0 \text{ c'est la surface du lit de séchage : } S_0 = L * b = 20 * 8 = 160\text{m}^2$$

$$S = 160 * 4 = 640 \text{ m}^2.$$

Pour l'horizon 2040

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau ci-après :

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages

Tableau V.13: Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2025 et 2040).

Désignations	unité	2025	2040 (extension)
Dimensionnement de l'épaississeur			
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	715,54	387,16
• Le débit total de boues issues du décanteur secondaire	m ³ /j	71,554	38,716
• Débit des boues épaissies	m ³ /j	8,42	4,55
• Hauteur	M	4	4
• Surface horizontal	m ²	35,777	19,358
• Volume	m ³	143,108	77,432
• Diamètre	m	6,75	5,72
Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
• Le volume des boues à extraire / j	m ³ /j	8,42	4,55
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
• Volume des boues à sécher par an	m ³	3070,3	1660,75
• Nombre de lits nécessaire	-	4	3
• Surface nécessaire	m ²	640	480

Conclusion

A travers les calculs effectués dans ce chapitre, nous pouvons juger que la superficie du terrain réservé pour la station d'épuration (5,2 ha), est suffisante pour l'implantation des différents ouvrages la constituant y compris leurs accessoires pour les deux horizons (2025-2040).

On a opté pour le dimensionnement à faible charge pour les raisons suivantes :

- Les boues obtenues sont en faible quantité non fermentescible et pouvant être reçu sans nuisances sur lits de séchage.
- D'autre part le rendement d'épuration est 83,76%.

Chapitre VI

Calcul Hydraulique

Introduction

Concernant ce chapitre, nous allons procéder au dimensionnement des ouvrages constituant notre station d'épuration des eaux usées, qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, soit les différentes conduites de rejets ou de jonction entre les ouvrages et aussi les déversoirs d'orage, ce dernier doit être bien dimensionné pour éviter tout dysfonctionnement possible dans la station d'épuration.

VI.1. Déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les points exceptionnels des débits d'orage vers le milieu récepteur et vers la station d'épuration. C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'un certain volume d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie du projet en réduisant les dimensions des conduites à son aval.

VI.1.1. Type de déversoir d'orage

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base de connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte du régime d'écoulement, des niveaux d'eau de l'émissaire, de la position de l'exutoire et de la topographie du terrain.

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral (voir figure VII.1), car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire, ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

Le déversoir d'orage sera placé en amont de la station avant le dégrilleur.

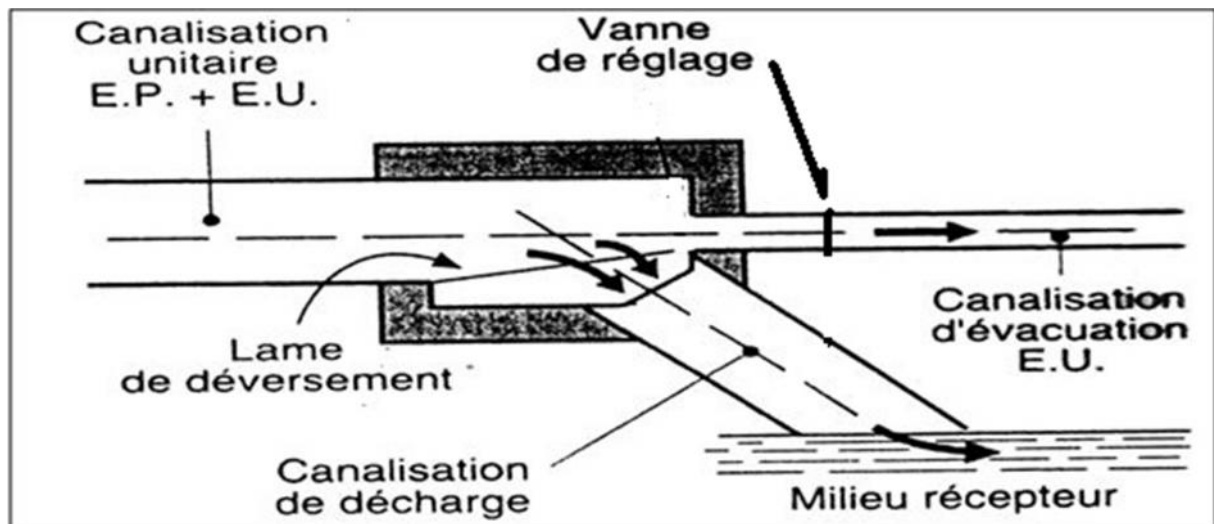


Figure VI.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latéral.

VI.1.2. Calcul des déversoirs d'orages

Après avoir calculé le débit au temps de pluie (en tient compte de la dilution) on a :

- Le débit acheminé vers la station d'épuration: $Q_{ptp} = 0,465 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Le débit pluvial de la zone d'étude $Q_{plv} = 7,21 + 0,91 = 8,12 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_v = Q_{pte} + Q_{pl}$$

Voici une figure qui nous illustre ou l'installation de déversoirs d'orage est préconisée et les différents points de rejet :

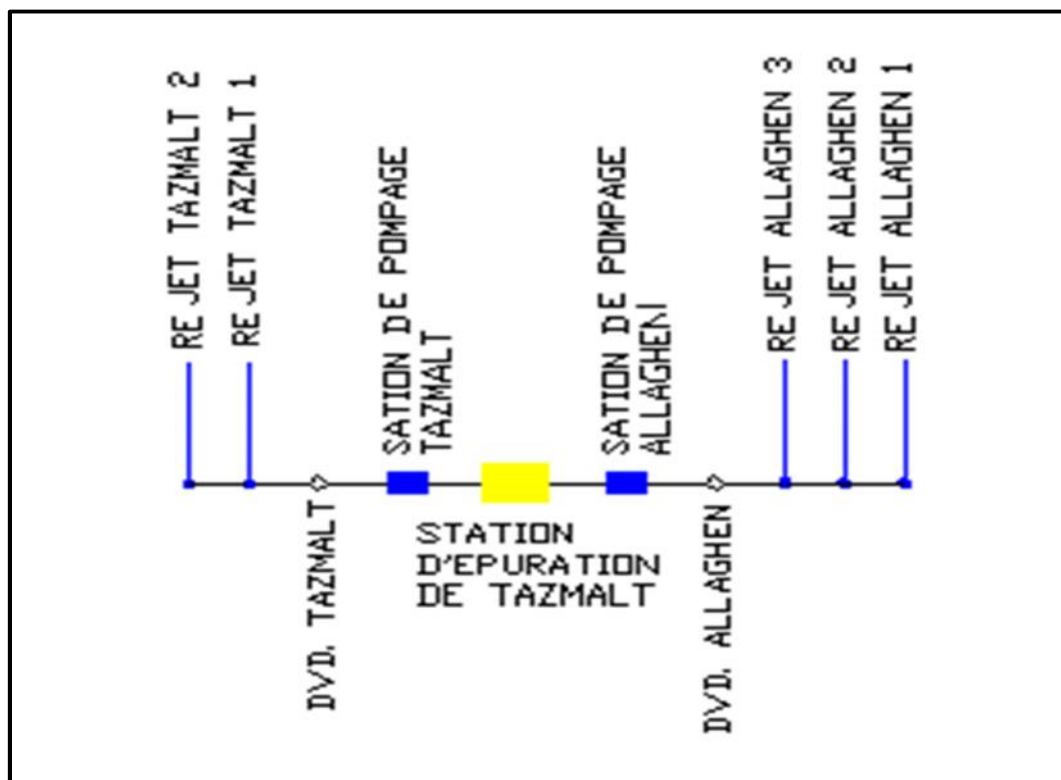


Figure VI.2 : Tracé des collecteurs (secondaires et principale) acheminant les eaux usées vers la station d'épuration de Tazmalt (w) Bejaia.

VI.1.2.1. Calcul le déversoir de Tazmalt

le débit pluvial : $Q_{plv} = 7,21 \text{ m}^3/\text{s}$

D'après la méthode rationnelle :

$$Q_{plv} = i * C_r * A = 1 * 110 * 0,8 * 81,95 = 7,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit à temps sec : $Q_{ts1} = 132,31 \text{ l/s} = 0,132 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q = 0,132 + 7,21 = 7,342 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{v1} = 7,342 \text{ m}^3/\text{s}$$

a. A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre de l'émissaire qui véhiculera le débit d'eau total :

$$Q_v = 7,342 \text{ m}^3/\text{s}; \quad I = 0,9\%.$$

❖ D'après l'abaque de Bazin (Annexes 01 et 02)

- ✓ $D_e = 1800 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir et le matériau est en béton armé).
- ✓ $Q_{ps} = 7,955 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques:

- ✓ $r_Q = Q_v/Q_{ps} = 0,92$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_e/D_e = 0,743 \Rightarrow H_e = 0,743 * 1800 = 1337 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).

b. A l'aval du déversoir (vers la station)

- ✓ $Q_{ptp} = 0,396 \text{ m}^3/\text{s}$ (dilué 3fois)
- ✓ $I = 0,9 \%$

❖ D'après l'abaque de Bazin (Annexes 01 et 02)

- ✓ $D_s = 600 \text{ mm}$.
- ✓ $Q_{ps} = 0,396 \text{ m}^3/\text{s}$.

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 1$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_s / D_e = 0,815 \Rightarrow H_s = 0,815 * 600 = 489 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage)

c. Le débit déversé vers le milieu exutoire (Q_d)

$$Q_{dev} = Q_{entrant} - Q_{ptp} = 7,342 - 0,396 = 6,946 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_{dev} = 6,946 \text{ m}^3/\text{s}$$

d. Dimensionnement du déversoir d'orage

La hauteur d'entrée $H_e = 1337 \text{ mm}$, La hauteur de sortie $H_s = 489 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée est donnée par :

$$H_d = (H_e - H_s) / 2 \quad \dots \quad \text{(VI.1)}$$

$$H_d = (1337 - 489) / 2 = 424 \text{ mm}$$

La largeur du seuil déversant

$$Q_{dev} = m * b * H_d (2g * H_d)^{0,5} \quad \dots \quad \text{(VI.2)}$$

$$\text{Donc } b = Q_d / u * (2g)^{1/2} * H_d^{3/2} \quad \dots \quad \text{(VI.3)}$$

Avec : **m** : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,37$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s .

$$b = 6,946 / [0,37 * (2 * 9,81)^{1/2} * (0,424)^{3/2}] = 15,35\text{m} \quad \mathbf{b = 15.35m}$$

NB : Puisque la largeur de déversoir est un peu grande, on propose de mettre un déversoir d'orage type frontal.

$$b' = 6,946 / [0,37 * (2 * 9,81)^{1/2} * (1337 - 489)^{3/2}] = 5,43\text{m} \quad \mathbf{b' = 5.43m}$$

VI.1.2.2. Calcul le déversoir d'Allaghen :

Concernant le dimensionnement du déversoir d'Allaghen, on suit la méthode de calcul du premier déversoir, et les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous

Avec

le débit pluvial : $Q_{plv} = 0,91 \text{ m}^3/\text{s}$

D'après la méthode rationnelle :

$$Q_{plv} = i * C_r * A = 1 * 110 * 0,7 * 11,78 = 0,91 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit à temps sec : $Q_{ts1} = 22 \text{ l/s} = 0,022 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = 0,022 + 0,91 = 0,932 \text{ m}^3/\text{s} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q_{v1} = 0,932 \text{ m}^3/\text{s}}$$

a) A l'amont du déversoir :

Tableau VI.1 : Les caractéristiques hydrauliques du déversoir à l'amont

Déversoir d'orage	Le débit pluvial (m ³ /s)	Débit à temps sec (m ³ /s)	Débit véhiculé (m ³ /s)	Pente %	D _e (mm)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _h	H _e (mm)
Allaghen	0,91	0,022	0,932	0,9	1000	1,58	0,589	0.542	542

b) A l'aval du déversoir :

Tableau VI.2: Les caractéristiques hydrauliques du déversoir à l'aval

Déversoir d'orage	Le débit de temps pluie (m ³ /s)	Pente %	D _s (mm)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _h	H _s (mm)	Q _{dev} (m ³ /s)	H _d (mm)	b (m)
Allaghen	0,066	0,9	400	0,127	0,518	0,498	199	0,866	171,5	7,44

VI.2. La station de relevage de Tazmalt

VI.2.1. Dimensionnement du puisard

Le puisard est de forme rectangulaire ;

$$V = Q_{ptp} * t_s / 4 \dots\dots\dots (VI.4)$$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : Débit total pompé.
- ✓ t_s : temps de séjour (t_s=10minutes)
- ✓ La hauteur du puisard ne doit pas dépasser 5m, (2m H 5m).

A. Volume

$$V = Q_{ptp} * ts / 4$$

✓ $Q_p=0,589 \text{ m}^3/\text{s}.$

✓ $V=0,589 * 10 * 60 / 4 = 88,35 \text{ m}^3$

$V=88,35 \text{ m}^3$

B. Surface

$$S = V/H \quad \dots\dots\dots \quad (VI.5)$$

On prend **H=4m.**

D'où $S = \frac{88,35}{4} = 22,09 \text{ m}^2$

C. Longueur

On fixe la largeur **B = 4 m** et on trouve la longueur

$$S_{\text{puisard}} = B * L \quad \dots\dots\dots \quad (VI.6)$$

B : Largeur

L : longueur

B= 4 m et L=5,52 m

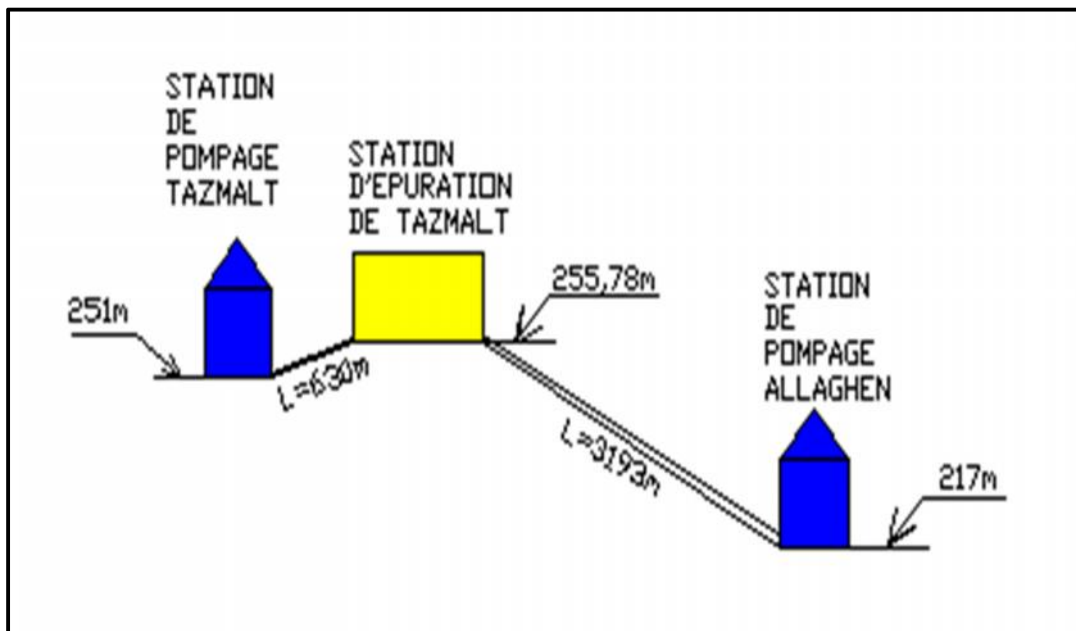


Figure VI.3 : schéma refoulement des eaux usées de la station de pompes vers la station d'épuration de Tazmalt.

(Voir Annexe 04)

VI.2.2. La conduite de refoulement

On a : $Q_{ptp}=0,396 \text{ m}^3/\text{s}.$

On prend une vitesse de : $V= 1,1 \text{ m/s}$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi.V}} = \sqrt{\frac{4*0.396}{3,14*1,1}} = 677 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_n=700 \text{ mm}}$$

La vitesse d'écoulement:

$$V = Q/S = (4 \cdot 0,396) / (3,14 \cdot (0,7)^2) = 1,03 \text{ m/s}$$

VI.2.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe :

$$H = H_g + h_{p \text{ lin}} + h_{p \text{ sin}} + P_{exh} \quad \dots\dots\dots \quad (\text{VI.7})$$

Où H : pertes de charge totale dans la conduite sous pression, m ;

H_g : différence des cotes (partie souterraine et surface), m ;

$H = h_{p \text{ lin}} + h_{p \text{ sin}}$: pertes de charge linéaire et singulière = 1,05 $h_{p \text{ lin}}$

P_{exh} - pression à l'exhaure $P_{exh} = (1 ; 1,5) \text{ m}$

Les pertes de charge en longueur feront :

Le refoulement se fera avec une conduite de $D = 700 \text{ mm}$ et d'une longueur de 630 m vers les dégrilleurs.

$$H_g = h_{g2} - h_{g1} \quad \dots\dots\dots \quad (\text{V.8})$$

$$H_g = 255,78 - 251 = \mathbf{4,78 \text{ m.}}$$

$$\mathbf{H_g = 4,78 \text{ m}}$$

- ✓ H_g : Hauteur géométrique
- ✓ h_1 : cote au niveau de la bache de réception.
- ✓ h_2 : cote au niveau de l'ouvrage d'entrée (dégrilleur grossier).

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité

Tableau VI.3 : Les valeurs de K, m et λ .

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

Pour le PEHD, on a :

- ✓ $K = 0,001052$
- ✓ $m = 4,774$
- ✓ $\lambda = 1,77$

L'expression de perte de charge linéaire s'écrit :

$$\Delta H_{lin} = \frac{K * L * Q^5}{D^m} \dots\dots\dots (VI.9)$$

- K : coefficient de perte de charge (K=0,001051)
- Q : débit pompé qui est de 0,361 m³/s
- L : longueur de la conduite qui est de 630 m
- D : diamètre de la conduite 700 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)

Donc :

$$H = 1.05 \left(\frac{0,001052 * 630 * 0,396^{1.77}}{0,7^{4.774}} \right) = 0,741 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{H = 0,741m}$$

$$\mathbf{HMT = 4,78 + 0,741 + 1,5 = 7,021 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{HMT = 7,021 \text{ m}}$$

VI.2.4. Choix de la pompe

On utilise des pompes d'assainissement pour le relevage des eaux usées du puisard vers l'ouvrage d'entrée. Donc pour choisir le type de pompe on utilise le catalogue **KSB (logiciel KSB)**.

Tableau VI.4 : caractéristiques de la pompe choisie

Var	N	Q _{cal} = Q _f / n (l/s)	HMT (m)	Type d'implantation	ly (%)	Nombre de tours (tr/min)	D ₂ (mm)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
2	3	132	7,021	Installation horizontale à sec,	86,1	725	250	15	1,69

Le nombre de pompe est de 4, (3+1) trois qui fonctionne et une autre de secoure identiques.

VI.3. La station de relevage d'Allaghen

Concernant le dimensionnement du puisard et la station de relevage d'Allaghen, on suit la méthode de calcul du la station de relevage de Tazmalt, et les résultats sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous

VI.3.1. Dimensionnement du puisard

Tableau VI.5 : Les caractéristiques hydrauliques du dimensionnement puisard d'Allaghen :

Le débit de temps pluie (m^3/s)	Temps de séjour (ts) (min)	Volume (m)	hauteur du puisard (m)	La surface (m^2)	La longueur (m)	La largeur (m)
0 ,320	10	48	4	12	4	3

VI.3.2. La conduite de refoulement

Tableau VI.6 : Les caractéristiques hydrauliques du dimensionnement de la station de relevage d'Allaghen :

Le débit de temps pluie (m^3/s)	On prend La vitesse (m/s)	Le diamètre (mm)	La longueur De la conduite (m)	Hauteur géométrique Hg (m)	Les pertes de charges H (m)	HMT (m)
0 ,066	1,1	300	3193	38,73	8,57	48,8

VI.3.4. Choix de la pompe

Tableau VI.7 : caractéristiques de la pompe choisie

Var	N	$Q_{cal} = Q_f / n$ (l/s)	HMT (m)	Type d'implantation	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	D_2 (mm)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1	66	48,8	Installation stationnaire à sec, moteur immergé.	68,3	1450	150	75	4,1

Le nombre de pompe est de 2, (1+1) une qui fonctionne et une autre de secoure identiques.

VI.4.Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci –dessous :

Tableau VI.8: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	255,78
Déssableur-déshuileur	254,96
Bassin d'aération	253,42
Décanteur secondaire	252,28
Bassin de désinfection	251,13

A. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^s}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \quad \dots\dots\dots (VI.10)$$

Avec :

- K : coefficient de perte de charge
- Q : débit en m³/s ;(Q=0,465m³/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**

B. Diamètre

D'après la formule (V.12) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^s}{(C_{pA} - C_{pB})}} \quad \dots\dots\dots (VI.11)$$

D. Longueurs des conduites

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

$$L_{\text{éq}} = 1,15 \cdot L_{\text{réelle}} \quad \dots\dots\dots \text{(VI.12)}$$

Dans notre cas on a des distances faibles, donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	8,98
Déssableur-déshuileur - Bassin d'aération	13,45
Bassin d'aération - Décanteur II	17,84
Décanteur II - Bassin de désinfection	14,31

VI.4.1. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots\dots\dots \text{(VI.13)}$$

- Ñ P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- Ñ $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Ñ Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- Ñ H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$$Cp_1 = Cp_2 + H_{1-2} \quad \dots\dots\dots \text{(VI-14)}$$

V.4.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques

a- Conduite dégrilleur -déssableur (A-B)

On a : la côte du radier du dégrilleur(A) : 225,78m; Hauteur d'eau : 0,8m

D'où : $C_{pA}=256,58$ m

Côte du radier du déssableur-déshuileur(B) :254,96 m

Hauteur d'eau : 2m

D'où : $C_{pB}:256,96$ m

$L=8,98$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{pA} - C_{pB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 8,98 * (0,465)^{1.77}}{(256,96 - 256,58)}} = 0.347 \text{m} \quad \mathbf{D_n=400mm}$$

❖ **Cote piézométrique**

$$D'où \text{ on aura : } C_{pB}' = C_{pA} - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow \mathbf{C_{pB}'=256,38m}$$

b- Conduite déssableur - aération (A-B)

$C_{pA}'=256,38$ m

Côte du radier d'aérateur (B) :253,42 m ; Hauteur d'eau : 4m

D'où : $C_{pB}=257,42$

$L=13,45$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{pA} - C_{pB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 13,45 * (0,465)^{1.77}}{(257,42 - 256,38)}} = 0.3 \text{m} \quad \mathbf{Dn=300mm}$$

❖ **Cote piézométrique**

$$D'où \text{ on aura : } C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow \mathbf{C_{pB}'=255,24m}$$

c- Conduite d'aération -bassin de clarificateur (A-B)

$C_{pA}'=255,24$ m

Côte du radier du bassin de clarification(B) :252,28m ;

Hauteur d'eau : 4 m ; D'où : $C_{pB}:256,28$ m

$L=17,84$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 17,84 * (0.465)^{1.77}}{(256,28 - 255,24)}} = 0,325m \quad \text{Dn} = 400mm$$

❖ **Cote piézométrique**

$$D'ou\ on\ aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 254,85m$$

d- Conduite clarificateur -bassin de désinfection (A-B)

$$C_{PA}' = 254,85m \quad L = 14,31m$$

Côte du radier du bassin de désinfection(B) 251,13m ;

Hauteur d'eau : 3 m

D'ou : $C_{PB} : 254,46m$

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 14,31 * (0,465)^{1.77}}{(254,85 - 254,46)}} = 0,381 \quad \text{Dn} = 400mm$$

❖ **Cote piézométrique**

$$D'ou\ on\ aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 254,54m$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau VI.10 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
-Dégrilleur	255,78	255,78	0.8	256,58
-Désableur-déshuileur	254,96	253,38	2	255,38
-bassin d'aération	253,42	250,24	4	254,24
-décanteur secondaire	252,28	249,85	4	253,85
-bassin de désinfection	251,13	250,54	3	253,54

Conclusion

Pour le bon fonctionnement hydraulique de la station d'épuration, il faut bien appliquer les chiffres trouvés dans ce chapitre, car l'assurance de l'épuration et l'assurance d'un bon rendement d'élimination en dépend.

Chapitre VII

Gestion et Exploitation De la Station

Introduction

Le maintien en parfaite état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent, avant tout, sur la qualité de l'exploitation qui est mise en œuvre, le procédé choisi qui est techniquement et économiquement acceptable, et enfin la présence d'une politique rationnelle de gestion.

Le manque ou l'absence de l'un de ces facteurs influe incontestablement sur le fonctionnement de l'installation.

VII .1.Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- Mesure de débit
- Mesure de pH et de la température

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimum de bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Recherche des substances toxiques
- Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues
- Le taux d'aération
- Le taux des boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS/L

Si :

- MVS > 4g/l on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération
- MVS < 4g/l on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération
- Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs, filtres ou centrifugeuses...)

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif

VII .2. Contrôle de fonctionnement

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement 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 repeints 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 où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés 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.2.1. Contrôle journalier

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de décantation et de turbidité.
- les odeurs.
- les couleurs des boues.
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire,

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

VII.2.2. Contrôles périodiques

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantation, la teneur en MES, la teneur en MVS).

Chapitre VII : gestion et exploitation de la station d'épuration

- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VII.3. Entretien des ouvrages

VII.3.1. Le dégrilleur

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux.
- Noter les quantités de refus journalier.
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

VII.3.2. Désableur-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 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

VII.3.3. Bassin d'aération

- Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

VII.3.4. Clarification

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous les six mois 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.

VII.3.5. 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.
- Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

VII.3.6. Lits de séchage

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de dépasser la masse filtrante et la régulariser.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- 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 séchages (les lits seront refaits complètement, 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.3.7. Épaississeur

- 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 2m.
- Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaississeurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VII.4. Risques pour l'homme

Le personnel qui travaille de façon permanente ou occasionnelle dans les usines d'épuration peut être exposé à plusieurs types de risques :

A. Chutes ou glissades

Ces risques comptent parmi les accidents les plus fréquents. Le risque de glissade aux abords d'un bassin ou d'une fosse peut s'accompagner d'un risque de noyade.

B. Risques mécaniques

Risques d'entraînement, d'écrasement, de cisaillement, de chocs liés au fonctionnement des machines : dégrilleurs, vis de relevage, bandes transporteuses, ponts racleurs, pompes... Ces risques sont d'autant plus nombreux que les installations comprennent des pièces mobiles. Du fait de leur démarrage cyclique ou automatique, et en l'absence de protection particulière, ces installations présentent des risques pour toute personne susceptible de s'en approcher.

C. Risques liés à la manutention

Contusions, écrasements, lombalgies peuvent résulter de la manœuvre de pièces lourdes : manutention de trappes ou de tampons, démontage de moteurs, de turbines, de pompes, enlèvement de bennes à déchets...

D. Risques électriques

L'environnement spécifique de ces usines (présence d'eau, humidité ambiante, produits corrosifs...) peut entraîner un vieillissement rapide des installations et être à l'origine de risques électriques.

E. Risque d'incendie

Le risque est lié principalement aux installations spécifiques : chaudières, installations de séchage des boues, stockage de produits inflammables... Mais une inflammation des refus de dégrillage ou de déshuilage, une défaillance d'une installation électrique est toujours possible.

F. Risque d'explosion

En règle générale, ce risque résulte de la présence de méthane ou d'hydrogène sulfuré à des concentrations dangereuses dans un espace confiné. Ces gaz proviennent principalement de la fermentation des matières organiques :

- dans le digesteur de boues (fermentation dirigée et intentionnelle),
- dans des canalisations mal curées (fermentation accidentelle),
- au stockage des boues (fermentation accidentelle).

Le déversement accidentel ou sauvage de produits chimiques (hydrocarbures, solvants...) dans le réseau d'égouts, peut aussi entraîner un risque d'explosion, notamment dans les ouvrages en tête d'usine.

G. Risques toxiques

Outre le risque d'une contamination accidentelle de l'effluent par des produits toxiques, ces risques sont liés à l'utilisation des produits employés pour le traitement des eaux et des boues, ainsi qu'à la présence de gaz toxiques

VII.5. Disposition générale

Le préposé à l'exploitation d'une station de traitement a la responsabilité d'assurer à son personnel un milieu de travail sur et salubre. Parmi les moyens à caractère général qu'il doit prendre, il convient de signaler les suivants :

- conserver un dossier précis et complet sur chaque accident de travail,
- assurer la disponibilité et le bon ordre de tous les dispositifs de protection jugés nécessaires à la sécurité y compris les trousse de premiers soins,
- maître en évidence les numéros de téléphone de divers services d'urgence,
- se familiariser avec la réglementation gouvernementale portant sur la sécurité en milieu de travail,
- voir à la formation de tous les membres du personnel en ce qui a trait à la sécurité,
- mettre au point en ce qui concerne l'exploitation et l'entretien des modes opératoires tenant compte de la sécurité, promulguer des règles à suivre et veiller à leur respect,
- encourager le personnel à suivre des cours de secourisme, veiller à l'entretien ménager et bon ordre.

Conclusion

Gérer et exploiter une STEP reposent essentiellement sur deux (02) critères que l'exploitant doit impérativement respecter et appliquer rigoureusement :

- 1- l'entretien permanent de l'ensemble des ouvrages de la STEP permet d'exploiter la station dans de très bonnes conditions et contribuer ainsi à ses performances et à l'augmentation de sa durée de vie
- 2- l'hygiène et la sécurité dans le travail est un paramètre important car il y va de la santé et même de la vie de l'ensemble du personnel de la station

Conclusion Générale

Au terme de ce travail on peut conclure l'installation d'une station d'épuration pour la région de Tazmalt est une nécessité en vue protéger les ressources en eau souterraines de la région de la pollution engendrée par les rejets des eaux usées de cette région.

Tazmalt ne dispose pas d'unités industrielle importantes, elles sont limitées à la Présences importantes d'huilières qui même si leur activité est saisonnière, augmente la pollution et rende celle-ci difficilement maitrisable.

Les résultats d'analyses physico-chimiques d'eaux usées urbaines de la ville de Tazmalt, nous confirme pleinement la nature domestique et le caractère biodégradable des eaux examinées.

La station d'épuration sert à purifier les eaux usées urbaines d'une population de 75 130 Equivalents habitants pour l'horizon de 2040.

Après une étude technique des deux variantes (moyenne et faible charge), on a opté pour Le choix de la variante de Traitement par boues activées à faible charge pour les raison Suivantes :

- La variante la plus économique.
- Assure un bon rendement épuratoire.

Enfin, on espère que notre étude à englober tous les points indispensable pour Le dimensionnement de la future station d'épuration de Tazmalt, il reste à signaler que le rendement d'une station et même sa durée du vie sont étroitement liées à l'entretien et à la gestion de celle-ci, raison pour laquelle beaucoup de station sont aujourd'hui inexploitées à cause de ce problème.

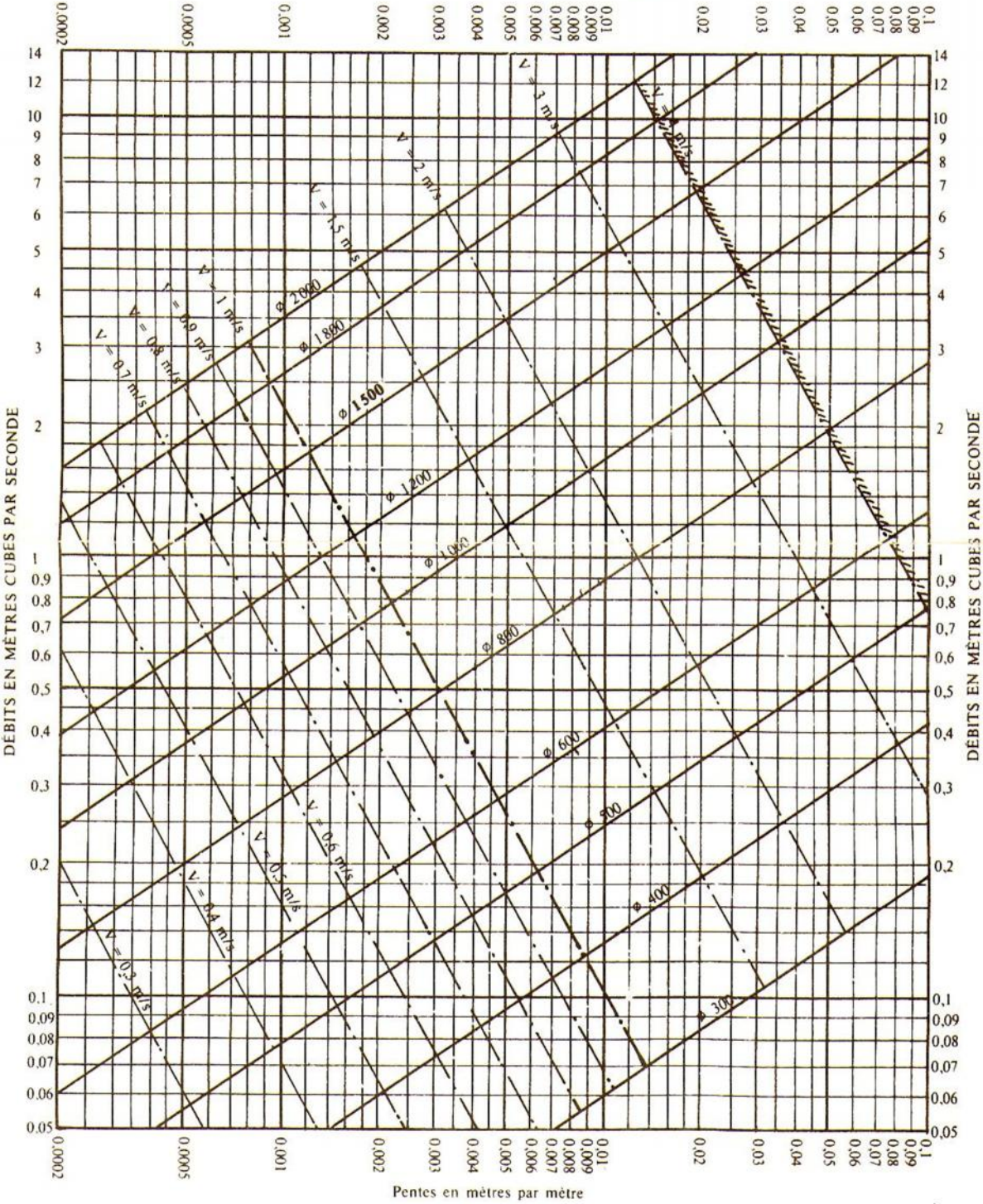
Références bibliographiques

- [1] **SAFRI N ; 2008** : Conception de la station d'épuration Benchougrane dans la ville de Mouzaia (W. Blida). Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH Blida Algérie.
- [2] **HAMICHE L ; 2013** : Conception d'une station d'épuration pour Béni Douala (W.Tizi-Ouzou). Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH Blida Algérie.
- [3] **TAFAT L ; 2013** : Cours d'épuration, ENSH Blida Algérie. Chapitre I : Caractéristique des rejets et charge polluantes, P08 ; Chapitre IV- procédé d'épuration biologique, P28.
- [5] : **A, GAÏD (1984)** : Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 1, OPU, Alger.
- [6] : **OLIVIER ALEXANDRE, CATHERINE BOUTIN, PHILIPPE DUCHENE, CECILE LAGRANGE, ABDEL LAKEL, ALAIN LIENARD, DOMINIQUE ORDITZ,** Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FNDAE n°22 Document technique
- [8] : **GHACHI M ; 2012** : conception de la station d'épuration par boues activées de la ville Oued Fodda (W. CHLEF). Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH Blida Algérie.
- [9] : **BELAH K ;2011** : thèse conception d'une station d'épuration pour la commune Oued Falli (w.Tizi Ouzou). Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH Blida Algérie.
- [10]. **Marc Satin, Bechir Selmi.** - Guide technique de l'assainissement.-2e ed.- Paris : Moniteur, 1999.- 680p.
- [11] **COMMISSION EUROPEENNE 2001** : procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités, office des publications officielles des communautés européennes, Luxembourg,
- [13] : **Rodolphe Sardeing, Martine Poux et Catherine Xuereb** : Procédé d'oxygénation et de brassage pour le traitement biologique des eaux usées
- [16] : **OULD AMROUCHE M ; 2011** : thèse conception d'une station d'épuration pour la ville de Azazga (w.Tizi Ouzou). Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH Blida Algérie.
- <http://www.oieau.org/cnfme/pdf/>
- [4] : **Office international de l'eau.** Conception / dimensionnement : Les prétraitements primaires.
- [7] : **Office international de l'eau.** Conception / dimensionnement : Les prétraitements.
- [12] : **Office international de l'eau.**-conception/dimensionnement : l'aération.
- [14] : **Office international de l'eau.**-conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées.
- [15] : **Office international de l'eau.**-conception / dimensionnement : caractérisation des eaux usées.

ANNEXES

ANNEXE VI.01

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

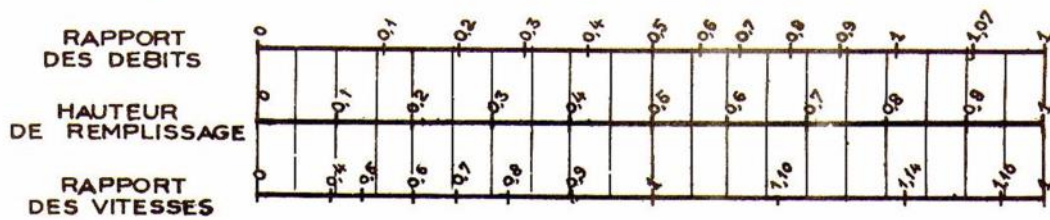


ANNEXE VI .02

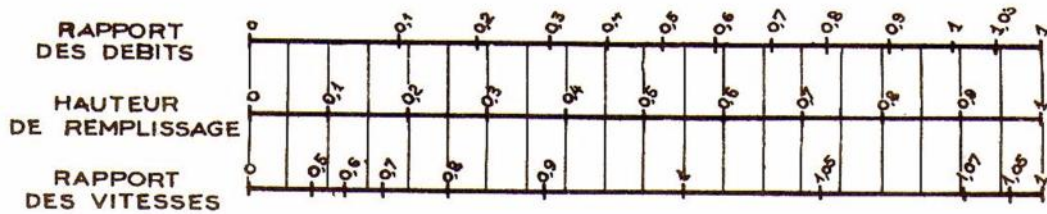
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



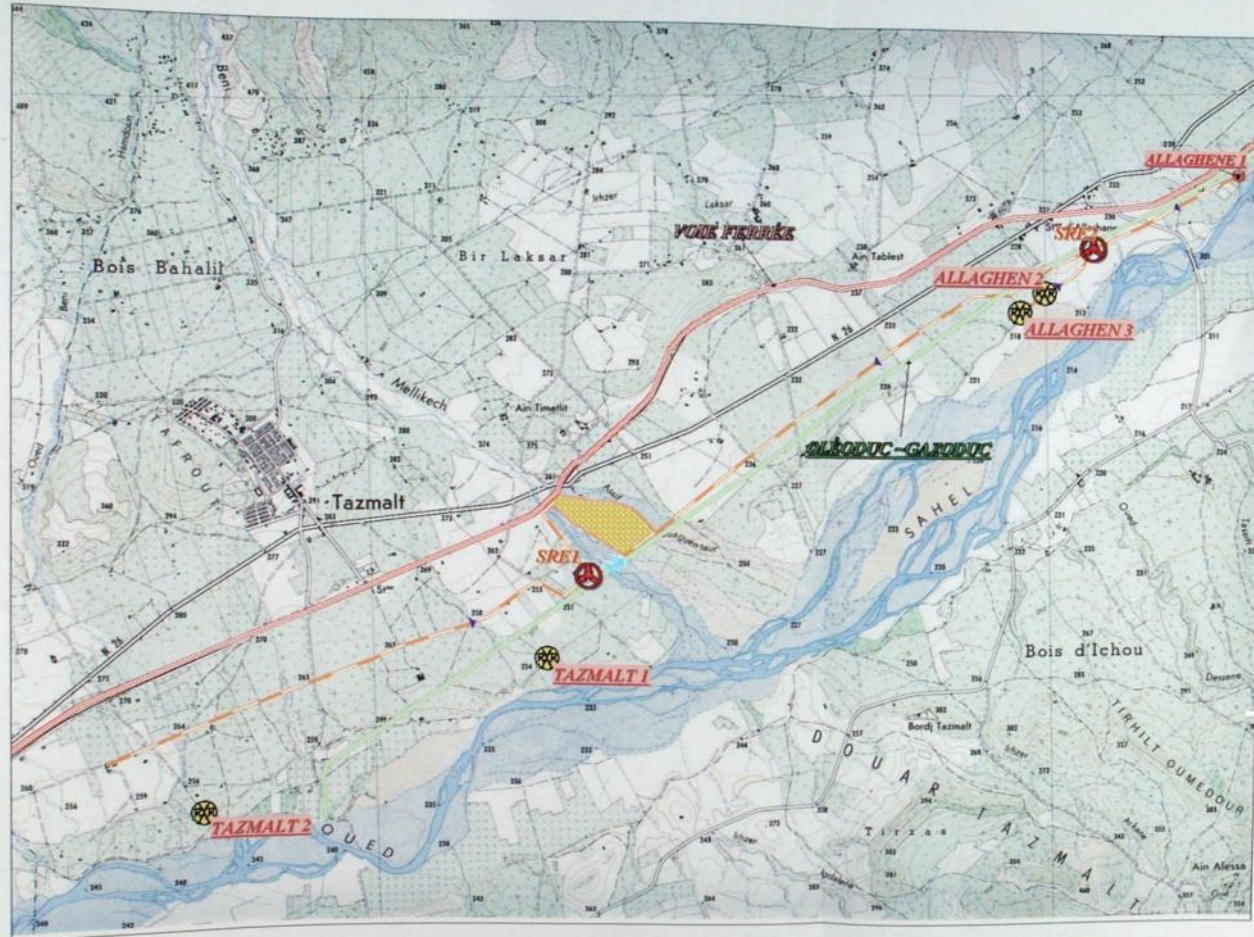
Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE V.03




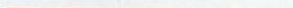
Tableau récapitulatif final illustrant les concentrations moyennes des rejets (2004)

<i>Paramètres physico-chimiques examinées</i>	<i>Unités</i>	<i>Conc. Moy. Rejet N° I « Allaghen » (Ière+ IIème, Campagne)</i>	<i>Conc. Moy. Rejet N° II « Tazmalt » (Ière + IIème, Campagne)</i>	<i>Concentrations Moyennes (Mélange.)</i>
<i>Température de l'air</i>	(°C)	18,40	17,90	18.15
<i>Température de l'eau brute</i>	(°C)	17,50	18,15	17,85
<i>pH</i>	--	6,90	7,40	7,15
<i>Débits mesures</i>	(l/s)	1,50	24,15	12,85
<i>Conductivité C_{25°C}</i>	(uS/cm)	3.389	1.726	2.557
<i>Minéralisation</i>	(mg/l) .	2,100	1.15	1.03
<i>Demande biochimique en oxygène (DB05)</i>	(mgO ₂ /l)	259,15	110,30	184,75
<i>Demande chimique en oxygène (DCO)</i>	//	469,40	248,50	358,95
<i>Matières en suspension (MES (105 °C))</i>	(mg/l)	212,35	171,75	192,05
<i>Azote ammoniacal (NH₄)</i>	//	77,35	92,60	85, 00
<i>Nitrites (NO₂)</i>	//	< 0,02	< 0,02	< 0,02
<i>Phosphates (PO₄)</i>	//	43,90	49,20	46,55
<i>Phosphores (P)</i>	//	14,50	16,25	15,40
<i>Métaux lourds</i>				
<i>Plomb (Pb)</i>	(mg/l)	--	0,013	(0,013)
<i>Chrome (Cr)</i>	//	--	< 0,005	(< 0,005)
<i>Fer (Fe)</i>	(mg/l)	--	0,17	(0,17)
<i>Manganèse (Mn)</i>	//	--	0,17	(0,17)
<i>Rapport (DCO/DBO₅)</i>	---	1,80	2,25	2

ANNEXE VI.04



Légende

-  Rejet d'eaux usées
-  Site proposé de la STEP
-  Station de relevage / refoulement
-  Collecteur d'amenée vers la STEP

