



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr BELARBIA Abdenour

Mr BELMILOUD Kamel

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : hydraulique urbaine

INTITULE :

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'ÉPURATION DE LA VILLE DE TAZMALT WILAYA DE BEJAIA

Soutenu le /... / 2015 devant le jury composé de :

- Président :

- Promoteur (s) : **HADDAD Samir**

.....

- Examineur (s) :

.....

- Invité :

Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu de nous avoir octroyé les moyens pour où nous sommes aujourd'hui.

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nous vifs remerciements à :

Notre promoteur Mr HADDAD, pour ses orientations, ses précieux conseils et sa contribution dans l'élaboration de ce travail.

Nous tenons également à remercier :

Tous nos enseignants du département d'hydraulique.

Tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.

On tient enfin à remercier le président et les membres de jury d'avoir accepté de juger ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*Celle qui est plus cher que mon âme et mon sang, la lumière de mon chemin, à
ma mère adorée.*

*Mon chef et Imam de ma tribune, le formateur de ma conduite, à toi le plus
grand des personnes mon cher père.*

Aux sources de l'espoir dans ma vie, mes frères et sœurs

A mes chers amis

A celui qui a collaboré avec moi dans ce travail mon collègue et ami

Mr BELMILOUD Kamel

A tous les étudiants de l'hydraulique, en particulier la promotion 2010

Une personne très chère B.W

BELARBIA Abdenour

Dédicace

A la mémoire de ma Mère que dieu lui soit clément

A toute ma famille

Pour tous ceux qui m'ont tendue la main sans que je leur aie demandé,

*A ceux qui m'ont soutenu et crue en mois, jusqu'à l'aboutissement de
ce travail.*

En un mot, Je le dédie à tous ceux qui me sont chers.

Belmiloud kamel

Sommaire

Introduction général	1
Chapitre I : présentation de la ville de Tazmalt	
Introduction	2
I.1. Présentation de la ville de TAZMALT	2
I.1.1. historique	2
I.1.2. localisation géographique	2
I.2.Caractéristiques naturelles	4
I.2.1.Le relief	4
I.2.2.Géologie	4
I.2.3.Hydrographie	5
I.3.Situation climatiques	6
I.3.1.Température	6
I.3.2.Vent.....	7
I.3.3.Humidité relative.....	9
I.3.4.L' ensoleillement.....	9
I.3.4.Evaporation	10
I.3.5.Pluviométrie	11
I.4.Situation démographique	12
I.4.1.actualisation de la population au 31/12/2013.....	13
I.4.2.Evolution de la population	13
I.4.3.Estimation de la population future	14
I.5.Les équipements.....	15
I.5.1.secteur éducatif	15
I.5.2.secteur sanitaire.....	15
I.5.3.secteur hôtelier	15
I.5.4.secteur administratif.....	16
I.5.5.secteur sécurité et protection.....	16
I.5.6.secteur sportif.....	16
I.5.7.secteur cultuelle.....	16
I.6.Activités industrielles.....	16
I.7.Situation hydraulique	17
I.7.1.Alimentation en potable	17

I.7.2.Assainissement.....	18
I.8.Estimation des besoins en eau futur.....	19
I.8.1.Besoins en eau des habitants	19
I.8.2.Besoins en eau des équipements	19
Conclusion.....	21

Chapitre II : origine des eaux usées

Introduction	22
II.1. Origines des eaux usées	22
II.1.1. Les eaux domestiques	22
II.1.2.Les eaux industriels	22
II.1.3. Les eaux de ruissellement.....	22
II.1.4. Les effluents agricoles	22
II.1.5.Les eaux parasites	22
I.2. Nature de la pollution.....	23
I.2.1. Pollution organique	23
I.2.2. Pollution microbiologique.....	23
II.2.3.Pollution minérale.....	23
II.3.les principaux Paramètres de pollution.....	24
II.3.1.Paramètres physiques.....	24
II.3.1.1.Matières en suspension (MES)	24
II.3.1.2.Température.....	24
II.3.1.4.Conductivité.....	24
II.3.1.5.Les matières volatiles en suspension (MVS).....	25
II.3.2.Paramètres chimiques	25
II.3.2.1.Demande Biochimique en Oxygène (DBO)	25
II.3.2.2.Demande Chimique en Oxygène (DCO).....	25
II.3.2.3.Matières oxydables (MO)	25
II.3.2.4.PH.....	25
II.3.2.5.Le carbone organique total (COT)	25
II.3.2.6.Les sels nutritifs	26
II.3.3. La biodégradabilité	26
II.4.Détermination de l'origine des eaux usées	27
II.5. milieu récepteur	27
II.5.1.La décharge publique :.....	27

II.5.2.Impacte des rejets direct sur l'environnement	28
II.6.Les concentrations moyennes des rejets de la zone d'étude	28
II.7.Normes de rejets	29
II.7.1. Norme de rejet des effluents urbains	29
II.7.2. Norme de rejet des effluents industriels	31
Conclusion.....	31

Chapitre II : procédés d'épuration

Introduction	32
III.1.le prétraitement.....	33
III.1.1. Dégrillage	33
<i>III.1.1.1.Les caractéristiques générales d'une installation de dégrillage</i>	33
<i>III.1.1.2.Les différents type des grilles</i>	34
III.1.2. La dilacération	36
III.1.3.tamissage.....	36
III.1.4.Le dessablage	36
<i>III.1.4.1.Types de dessableurs</i>	36
III.1.5.Dégraissage-déshuilage	38
III.2. Traitement primaire	39
III.2.1.Décantation.....	39
<i>III.2.1.1.Déférents types de décantation</i>	39
<i>III.2.1.2. Les principaux types de décanteurs</i>	39
III.2.2.Coagulation-floculation.....	41
III.3. traitements biologiques (traitement secondaire)	42
III.3.1.Les procédés extensifs ou naturels	42
<i>III.3.1.1.les cultures fixes sur support fin</i>	43
<i>III.3.1.2.Cultures libres</i>	45
<i>III.3.1.3.Résumé des différentes filières</i>	48
<i>III.3.1.4.Récapitulatif des avantages et inconvénients</i>	50
III.3.2.Les procédés intensifs ou artificiel	52
<i>III.3.2.1. disques biologiques</i>	52
<i>III.3.2.2. lits bactériens</i>	52
<i>III.3.2.3. boues activées</i>	53
<i>III.3.2.4. récapitulatif des avantages et inconvénients</i>	53
III.4. traitements tertiaires ou complémentaires.....	54

Conclusion.....	55
-----------------	----

Chapitre IV : étude préliminaire

Introduction	56
IV.1.Estimation des charges	56
IV.1.1.Les charges hydrauliques	56
IV.1.1.1.Calcul des débits des eaux usées domestiques.....	56
IV.1.1.2.Calcul des eaux usées industrielles	57
IV.1.1.3.Calcul du débit total rejeté	57
IV.1.1.4.Calcul de débit de pointe	58
IV.1.1.5.capacité de la future STEP :	58
IV.1.2.Evaluation des charges polluantes	59
IV.1.2.1.La charge moyenne journalière en DBO5	59
IV.1.2.2.La charge moyenne journalière en MES	59
IV.2.Identification de la zone d'implantation	60
IV.2.1.Compatibilité du procédé avec le site (contraintes de site)	60
IV.2.2.Les sites potentiels pour l'implantation de la future station d'épuration de Tazmalt.....	60
IV.2.3.Le choix de site	63
IV.3.Le choix de procédé d'épuration.....	63
IV.3.1.Choix préliminaire du procédé d'épuration.....	64
IV.3.1.1. La quantité de pollution	64
IV.3.1.2.Caractéristique du traitement biologique.....	67
IV.4.Présentation de la filière d'épuration (boues activées)	68
IV.5.Dimensionnement de collecteur d'amenée vers la future step.....	68
IV.5.1.calcul hydraulique	69
IV.5.2.Détermination du diamètre de collecteur	70
IV.5.2.1.Partie gravitaire	70
IV.5.2.2.Partie refoulement	72
Conclusion.....	75

Chapitre V : dimensionnement de la station d'épuration

Introduction	76
V.1.Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration	76
V.1.1.Prétraitement	76
V.1.1.1.Dégrillage	76

V.1.1.2 Dessablage-déshuilage	80
V.1.2.Traitement primaire (décanteur primaire)	83
V.1.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire	83
V.1.2.2.Calcul de la quantité des boues éliminées.....	85
V.1.3 Le traitement secondaire.....	86
V.1.3.1 Dimensionnement du bassin d'aération.....	86
V.1.3.2 Besoins théoriques en oxygène	88
V.1.3.4 Bilan de boues.....	90
V.1.5.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)	93
V.1.5.1 Dimensionnement de clarificateur	93
V.1.6 Traitement tertiaire (désinfection)	96
V.1.6.3 Dose du chlore à injecter	96
V.2 Traitement des boues.....	98
V.2.1. techniques de traitements des boues de stations d'épuration	98
V.2.2. Epaissement	100
V.2.3.Stabilisation des boues	100
V.2.4. Déshydratation.....	100
V.3. Dimensionnement.....	100
Conclusion.....	106
Conclusion général.....	107

Liste des tableaux

Tableau I.1 : température mensuelles moyennes, minimales et maximales	6
Tableau I.2 : vitesses mensuelles du vent moyennes et minimales et le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s.....	7
Tableau I.3 : fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction.....	8
Tableau I.4 : vitesses maximales fréquentielles.....	8
Tableau I.5 : humidité mensuelles moyennes (%)	9
Tableau I.6 : L' ensoleillement mensuelle moyen (heures).....	10
Tableau I.7 : Evaporation mensuelle et annuelle (mm)	10
Tableau I.8 : répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle la station de Tazmalt	11
Tableau I.9 : Répartition spatiale de la population par dispersion (R.G.P.H 2008).	12
Tableau I.10 : Répartition de la population au 31/12/2013	13
Tableau I.11 : Evolution de la population par dispersion entre 1998 et 2008	13
Tableau I.12 : Evolution de la population globale entre les 1977-2008	13
Tableau I.13 : Le nombre de population pour différents horizons.....	14
Tableau I.14 : Equipement éducatifs	15
Tableau I.15 : Equipement administratif	15
Tableau I.16 : Equipements sécurité et protection.....	15
Tableau I.17 : Equipements sportives	16
Tableau I.18 : Activité industrielle	17
Tableau I.19 : sources d'approvisionnement en eau potable	18
Tableau I.20 : Situation en matière d'alimentation en eau potable.....	18
Tableau I.21 : ouvrages de stockages	18
Tableau I.22 : consommations en eau de la zone d'étude.....	19
Tableau I.23 : consommation actuelle en eau potable des équipements de la ville.....	19
Tableau I.24 : estimation de la consommation des équipements à moyen terme	20
Tableau I.25 : Récapitulatif des besoins en eau.....	20
Tableau II.1 : Coefficient de biodégradabilité	27
Tableau II.2 : les concentrations moyennes du rejets (Allaghen).....	28
Tableau II.3 : les concentrations moyennes du rejets N° 2 (Tazmalt).....	29
Tableau II.4 : Norme de rejet en terme de concentration	30
Tableau II.5 : normes de rejet en terme de rendement	30
Tableau II.6 : norme de rejet concernant l'azote et le phosphore.....	30

Tableau II.7: valeurs limites des paramètres de rejets d'effluents liquides industriels.....	31
Tableau III.1 : les techniques d'épuration extensives	49
Tableau III.2 : récapitulatif des Avantages et inconvénients des cultures fixes sur support fin	50
Tableau III.4 : Avantages et inconvénients des procédés intensifs :	51
Tableau IV.1 : débit de rejet des eaux usées	56
Tableau IV.2: débit de rejet industriel	57
Tableau IV.3 : débit global des eaux usées	57
Tableau IV.4: les débits de pointes en temps sec et au temps de pluie pour les différents horizons	58
Tableau IV.5 : les charges polluantes	59
Tableau IV.6 : Caractéristique des sites identifier	63
Tableau IV.7 : avantages et inconvénient	66
Tableau IV.8: Avantages et inconvénients des différents procédés.....	67
Tableau IV.9 : répartition des débits.....	70
Tableau IV.10 : résultat de calcul du diamètre	71
Tableau IV.11 : résultat de calcul du diamètre de refoulement	72
Tableau IV.12 : caractéristique des conduites de refoulement.....	73
Tableau V.1 : donnée de base pour le dimensionnement.....	76
Tableau V.2: espacement et épaisseur des barreaux	77
Tableau V.3 : les valeurs de δ	79
Tableau V.4: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2030.....	80
Tableau V.5: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2045.....	80
Tableau V.6: pourcentage de MVS	82
Tableau V.7: Dimensionnement du dessableur-déshuileur.	83
Tableau V.8: les valeurs de la vitesse limite en fonction de k	84
Tableau V.9: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.	86
Tableau V.10: Les valeurs moyennes des paramètres a' et b'	88
Tableau V.11 : Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b	91
Tableau V.12 : Résultats de calcul d'aérateur pour l'horizon 2045.....	95
Tableau V.13 : Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2045.....	98
Tableau V.14: Résultats des ouvrages de traitement des boues pour l'horizon 2045.....	105

Liste des figures

Figure I.1 : la situation géographique de la ville de TAZMALT.....	3
Figure I.2 : extrait géologique de la région de Tazmalt	5
Figure I.3 : représentation moyennes mensuelles des températures	7
Figure I.4 : représentation de vitesses mensuelles du vent moyennes et maximales.....	8
Figure I.5 : représentation d'humidités mensuelles moyennes (%).	9
Figure I.6 : représentation de L'ensoleillement mensuel moyen (heures).....	10
Figure I.7 : représentation de l'évaporation mensuelle (mm).....	11
Figure I.8 : variation mensuelle de la pluie annuelle de Tazmalt.	12
Figure I.9 : Répartition de la population par commune	12
Figure I.10 : Evaluation de la population pour différents horizons	15
Figure III.1 : principe d'épuration d'une eau usée	32
Figure III.2 : Grille courbé a peigne	35
Figure III.3 : dégrilleur vertical	35
Figure III.4 : ouvrage de dessablage-déshuilage combinés	38
Figure III.5 : Décanteur cylindro-conique statique sans raclage	40
Figure III.6 : decanteur cerculaire a raclage mécanique.....	40
Figure III.7 : Décanteur longitudinal à pont raclleur	41
Figure III.8 : Infiltration percolation étanchée et drainée	43
Figure III.9 : système drainé sur sol en place imperméable.....	44
Figure III.10 : système drainé avec un massif drainant étanché par une membrane.....	44
Figure III.11 : Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical.	44
Figure III.12 : Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal.	45
Figure III.13 : lagunage naturel	46
Figure III.14 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel.	46
Figure III.15 : Schéma de principe d'un lagunage aéré.....	48
Figure III.16 : Synoptique d'une station d'épuration comportant un disque biologique.....	52
figure III.17 : Schéma de principe d'un disque biologique.....	52
Figure III.18 : synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.....	53
Figure III.19 : Synoptique d'une boue activée - aération prolongée.....	53
Figure IV.1 : vue de site n°1	61
Figure IV.2 : vue de site n°2	62
Figure IV.3 : vue de site n°3	62

Figure IV.4 : Domaine d'application privilégié.....	64
Figure IV.5 : la chaine de traitement d'une station par boues activée.	68
Figure IV.6 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement N2.	73
Figure IV.7 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement N3-1.....	74
Figure V.1 : Enchaînement des opérations unitaires du traitement des boues.	99

Liste des abréviations

A.S	Agglomération secondaire
ACL	Agglomération chef- lieu
AEP	Alimentation en eau potable
COT	Carbone organique total
DRE	Direction des ressources en eau
DBO ₅	Demande biochimique en oxygène pendant 5 jours
DCO	Demande chimique en oxygène
ENHYD	Entreprise national d'hydraulique
EqH	Equivalent habitant
Hab	Habitant
MES	Matières en suspension
MVS	Matières volatiles en suspension
MO	Matières organique
MM	Matières minérale
NTK	Azote total Kjeldahl
PDAU	Plan directeur d'aménagement d'urbanisme
PT	Phosphore total
R	Rejet
Re	Regard
RN	Route national
RGPH	Recensement Général de la Population et de l'Habitat
STEP	Station d'épuration
SR	Station de refoulement
Z.E	Zone éparsé

Liste des annexes

Annexe 1 : Dotation en eau potable des équipements

Annexe 2 : Concentration moyennes des rejets

Annexe 3 : Les sites potentiels pour l'implantation de la STEP

Annexe 4 : Les collecteurs d'amenée vers la STEP

Annexe 5 : Profil en long des collecteurs d'amenée vers la STEP

Introduction générale

Introduction générale

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

De nos jours, les besoins en eau potable varient entre 100 et 200 litres par habitant et par jour, et les besoins en eau pour les activités industrielles sont énormes ceci génère une pollution supplémentaire à celle produite par les activités humaines. Cette eau polluée se déverse quotidiennement dans les lacs et les rivières.

La préservation de la qualité de l'oued Sahel ainsi que de la nappe alluviale, principale ressources d'alimentation en eau potable de la commune de Tazmalt nécessite l'installation d'une station d'épuration afin d'éliminer les rejets d'eau usées. Cette mesure permettra d'une part la réduction de la pollution des ressources superficielles et souterraines de la région et de minimiser ainsi les risques d'apparition de maladies à transmission hydrique, et d'autre part, la possibilité de réutilisation des eaux épurées au profit d'agriculture et même des boues d'épurations à d'autres fins.

Dans le cadre de notre étude, nous allons concevoir une 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.

Pour ce faire, nous avons structuré notre travail comme suit :

- Dans le premier chapitre, nous présentons la ville de Tazmalt ainsi que ces différentes caractéristiques (géographiques, démographiques, climatologiques,...).
- Dans le deuxième chapitre, nous présentons l'origine et nature des eaux usées.
- Dans le troisième chapitre, nous citerons les procédés d'épuration.
- Le quatrième chapitre consiste à faire une étude préliminaire.
- Dans le cinquième chapitre, nous concevons et dimensionnons la future station d'épuration pour les deux horizons 2030 et 2045.

Chapitre I :

Présentation de la ville

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter la ville de TAZMALT, en indiquant sa situation géographique et climatique, la situation démographique, l'aspect hydrographique, géologique, ses équipements et infrastructures, l'aspect hydraulique. Et enfin, l'estimation des besoins future en eau.

I.1. Présentation de la ville de TAZMALT

I.1.1. historique [1]

La apparition de Tazmalt c'était crée en 1905, après l'institution des communes mixtes.

Administrativement, juste après l'indépendance, la commune de Tazmalt est réorganisée, elle a connu un remodelage en 1984 traduit par sa qualification de chef lieu de daïra.

Actuellement, la commune de Tazmalt compte une agglomération chef lieu et deux importantes agglomérations secondaires à savoir (Iderrken Rodha et Allaghane) et la zone éparsé qui est représentée des hameaux, tels que : Hirouch, Ichikar, Ikharbane, Laazib et Ichoukrane.

I.1.2. localisation géographique [1]

La commune de Tazmalt se situe dans la wilaya de Béjaia à 86 Km de celle-ci. Elle est limitée :

- Au nord par : la commune de Beni-Mellikeche
- Au sud par : la commune de Boudjelill
- A l'est par : les communes d'Ighran, Akbou et Ait-rezine
- A l'ouest par : les communes de Chorfa et d'Aghbalou dans la wilaya de Bouira.

La figure 1 ci-après représente la situation géographique de la ville de Tazmalt :

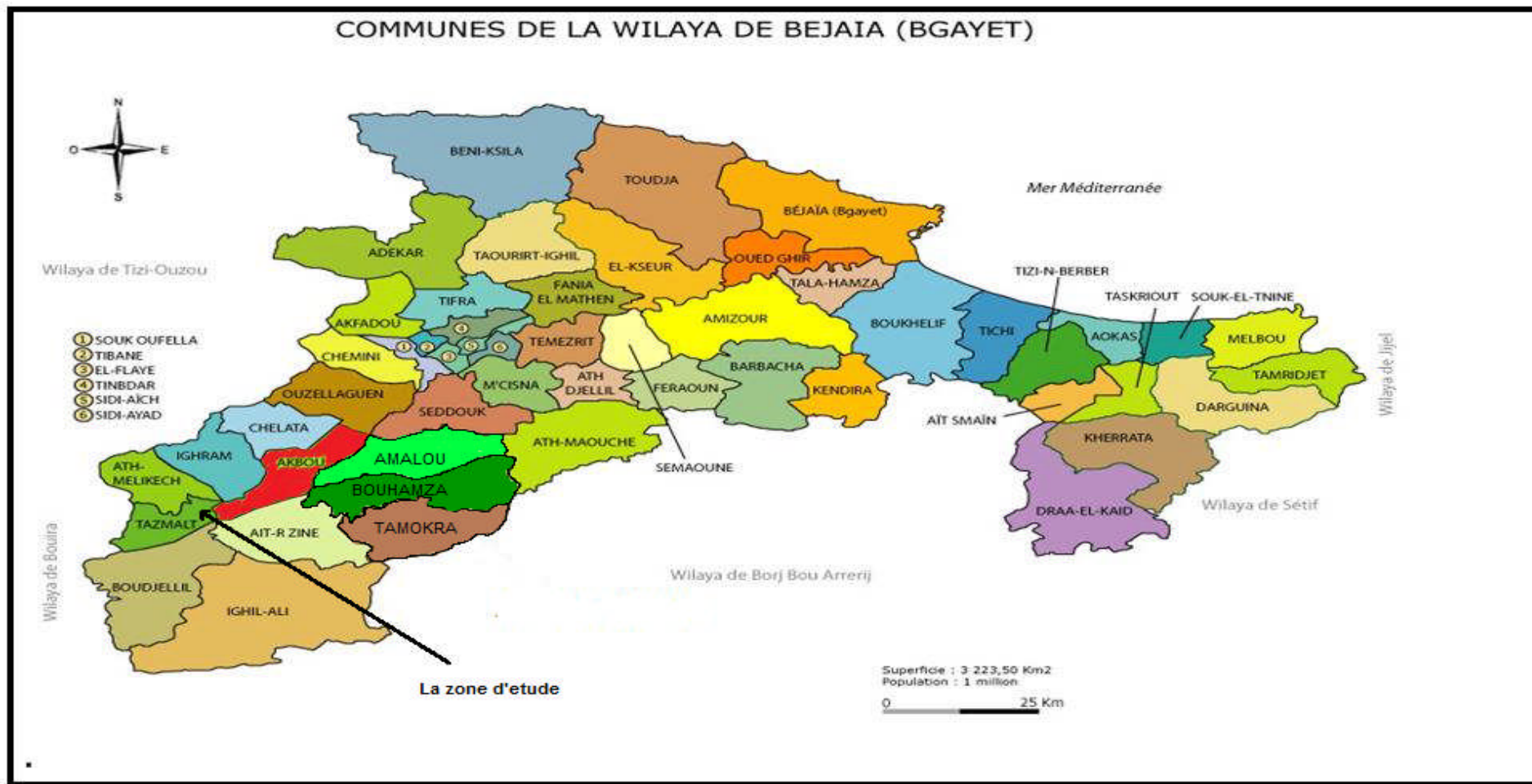


Figure I.1 : la situation géographique de la ville de TAZMALT. [1]

Par ailleurs, et dans le cadre du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme, la ville de Tazmalt sujet de notre étude est limitée :

- Au nord par la haute tension
- Au sud par la voie de chemin de fer
- A l'est par l'oud Beni-melikeche
- A l'ouest par l'oued beni Hemdoune

La ville de Tazmalt est plantée dans la vallée de la Soummam occupant un terrain relativement plat. Elle est reliée par la RN 26 à l'ensemble des communes de la vallée et Béjaïa, ainsi qu'à Bouira et Alger à travers la RN 5.

I.2.Caractéristiques naturelles [1]

I.2.1.Le relief

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

I.2.2.Géologie

On distingue plusieurs types de sol dans la commune, le fond de la vallée est constitué par des sols peu évolués 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.

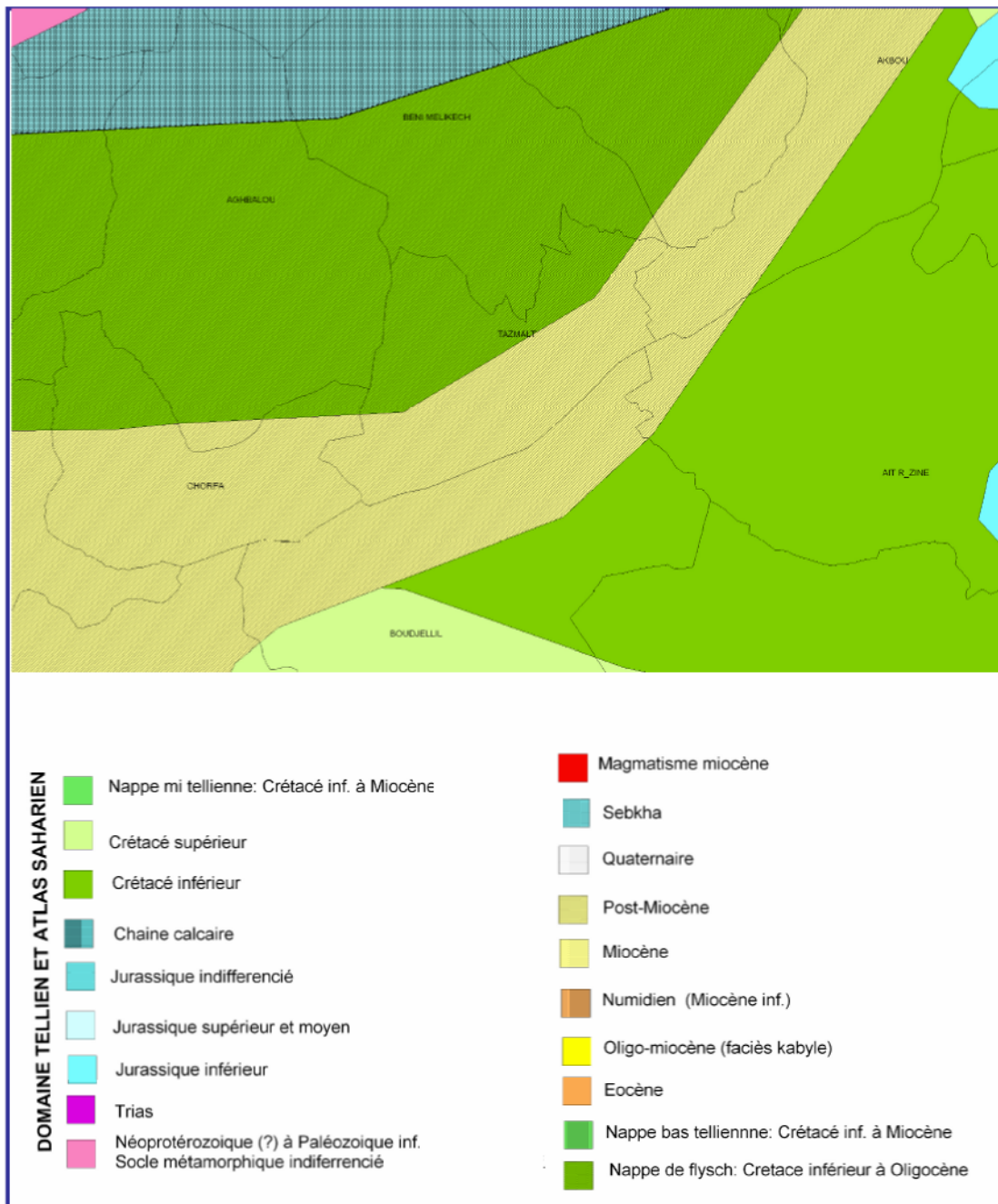


Figure I.2 : extrait géologique de la région de Tazmalt [1]

I.2.3. Hydrographie [1]

La présence de la vallée de la Soummam est la caractéristique des données hydrographique.

Tazmalt se trouve au pied du mont Tafrut sur le versant ouest de l’oued Beni-Mellikeche, le quel se jette à 2 Km plus au sud dans l’oued Sahel.

Le réseau hydrographique est marqué par des cours d’eau et ruisseaux dont l’origine résulterait du régime pluvial ce qui expliquerait l’irrégularité de leur débit.

Le sud communal est favorisé par la présence de plusieurs Oueds notamment l’Oued Sahel, l’Oued Beni-Mellikeche et Beni-Hamadoune qui affluent vers l’Oued Soummam.

I.3.Situation climatiques [1]

L'aspect climatique est un facteur important à considérer pour un projet de station d'épuration, car il intervient dans le choix du procédé d'épuration d'une part et d'autre part sur le choix du site.

Le territoire étudié est soumis à un climat méditerranéen typique, caractérisé par l'alternance très régulière d'une saison relativement froide et humide avec une saison chaude et sèche. Son régime thermique est de type semi-aride tempéré.

Les paramètres climatiques mensuels enregistrés au niveau de la station climatologique de Bouira sont fournis par l'Office National de Météorologie (O.N.M).

I.3.1.Température

L'analyse d'une série d'observations statistiques au niveau de la station météorologique de Bouira, sur une période de 27 ans de 1971 jusqu'à 1998.

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

Tableau I.1 : température mensuelles moyennes, minimales et maximales [1]

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

Les valeurs de température mensuelles moyenne, minimal et maximale sont représentées dans la figure 3 suivante :

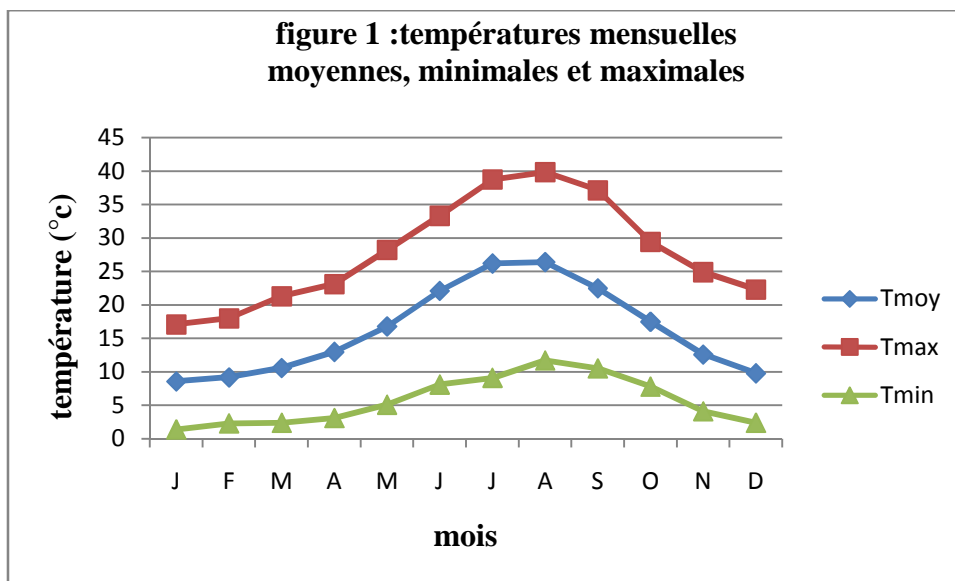


Figure I.3 : représentation moyennes mensuelles des températures

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

I.3.2.Vent

Il s’agit d’un facteur important dans le système de protection de la station d’épuration.

Les vitesses mensuelles du vent moyennes, maximales et nombres de jours violents supérieurs à 20 m/s enregistrées à la station de Bouira figurent au tableau suivant :

Tableau I 2: vitesses mensuelles du vent moyennes et minimales et le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s [1]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
V _{moy}	3,6	3,3	3,8	4	3,7	4,1	3,7	4,1	3,7	3,4	3,4	3,2	3,5
V _{max}	23	25	21	23	22	29	22	25	22	20	21	21	23
Nombre de jour ou V _≥ 20 m/s	3	2	3	4	4	6	6	5	4	3	2	2	44

L'analyse de ce tableau montre une variabilité relative des vitesses tout le long de l'année. Elles restent faibles durant le trimestre d'octobre jusqu'à décembre, et plus fortes pendant la période de mars, avril, mai, juin et juillet.

Les valeurs de vitesses mensuelles du vent moyennes et maximales sont représentées dans la figure I.4 suivante :

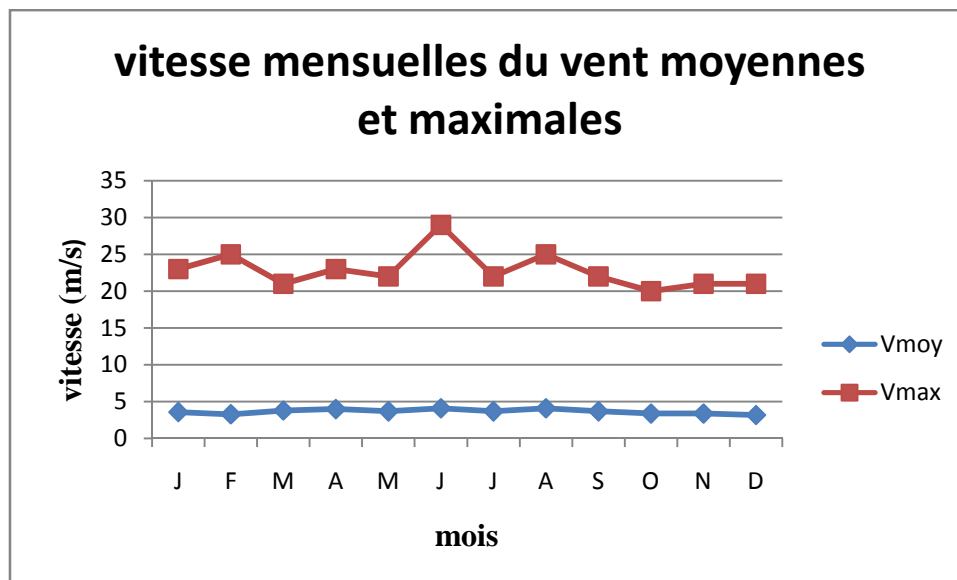


Figure I.4 : représentation de vitesses mensuelles du vent moyennes et maximales.

La vitesse moyen annuelle du vent est de 3,5 m/s et vitesse moyennes mensuelles sont comprises entre 2,9 m/s et 4,1 m/s.

La moyenne interannuelle des vitesses maximales du vent mesurées à la station de Bouira est de 23 m/s, elle peut atteindre 29 m/s.

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 interannuelle des vents par leur direction. [1]

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

Nous constatons que les vents prédominants sont ceux de l'Est et l'Ouest.

Tableau I.4 : vitesses maximales fréquentielles [1]

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

I.3.3.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 ci-dessous :

Tableau I.5 : humidité mensuelles moyennes (%)[1]

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

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 %).

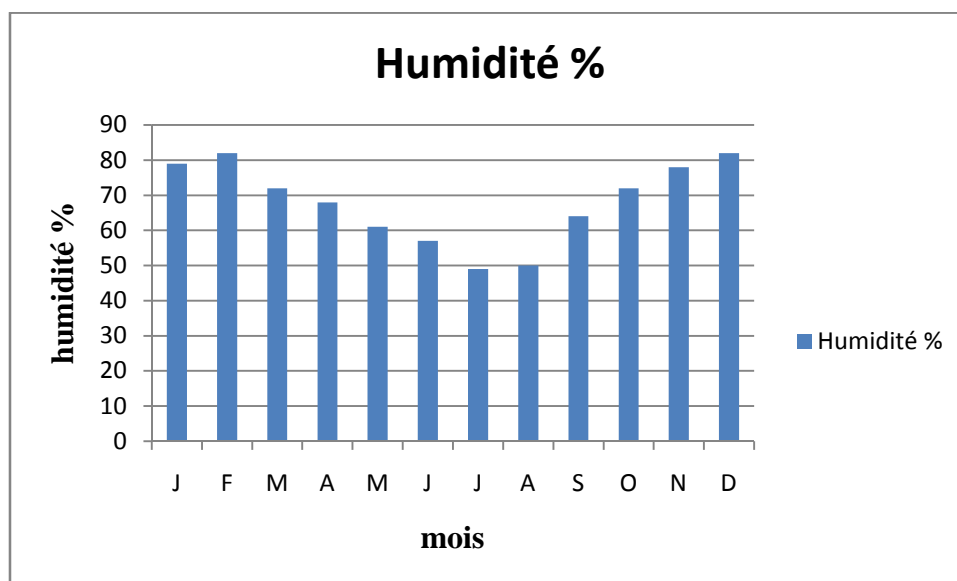


Figure I 5: représentation d'humidités mensuelles moyennes (%).

I.3.4.L'enseillement

Les valeurs de l'enseillement mensuelles moyennes sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau I.6: L'ensoleillement mensuelle moyen (heures) [1]

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

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

Les valeurs les plus importantes de l'insolation sont enregistrées en période allant du mois d'Avril au mois du Septembre, la valeur la plus élevée est celle du mois de Juillet (346 heures/jours).

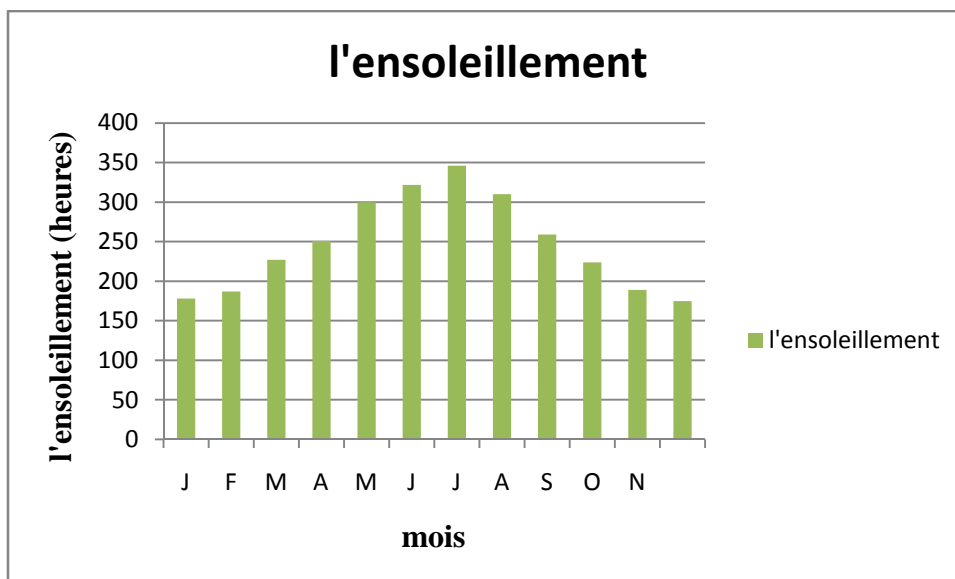


Figure I 6: représentation de L'ensoleillement mensuel moyen (heures).

I.3.4.Evaporation

Les valeurs de l'évaporation mensuelle et annuelle de la ville Tazmalt sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.7: Evaporation mensuelle et annuelle (mm) [1]

Année	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
2024	79	75	113	135	186	261	339	312	203	152	96	73

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.

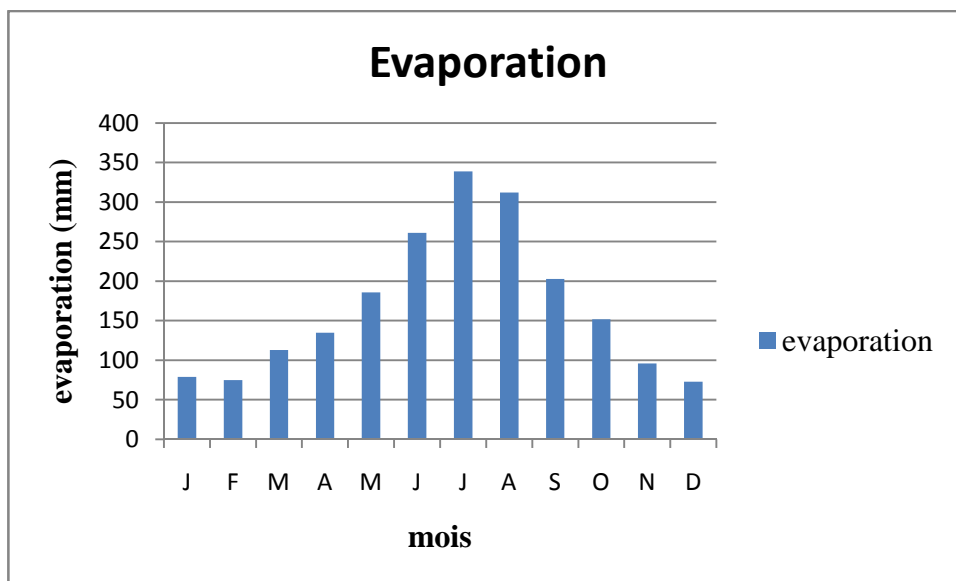


Figure I. 7: représentation de l'évaporation mensuelle (mm)

I.3.5.Pluviométrie

L'étude de précipitation 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 a fin 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.

D'après la station pluviométrique de Tazmalt, la pluie moyenne annuelle est de 380 mm/an. La répartition mensuelle de cette pluie est la suivante :

Tableau I.8 : répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle la station de Tazmalt [1]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année	
Pluie	mm	25,3	28,8	39,9	55,9	49,2	44,0	48,1	38,8	28,4	10,2	4,8	6,5	380
	%	6,7	7,6	10,5	14,7	12,9	11,6	12,7	10,2	7,5	2,7	1,3	1,7	100

On remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de décembre 55,9 mm, tandis que le minimum est atteint au mois de juillet avec 4,8 mm.

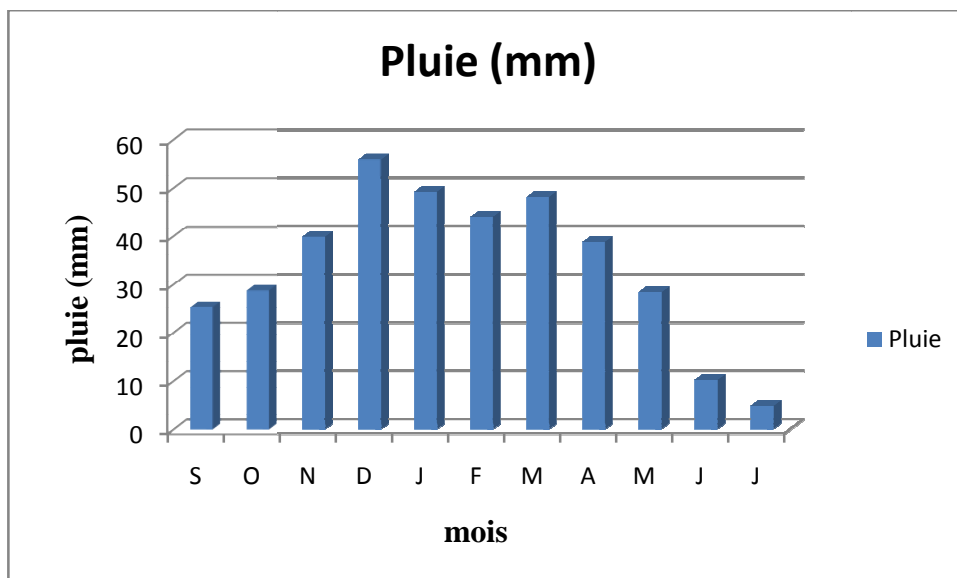


Figure I.8: variation mensuelle de la pluie annuelle de Tazmalt.

I.4.Situation démographique

Au dernier recensement général de la population et de l’habitat (R.G.P.H 2008), la population du groupement intercommunal : Tazmalt (34Km²), Beni Melikeche (42,80Km²), Boudjellil (99,85 Km²), Ighil Ali (195,37Km²) et Ait R’zine (74,56 Km²); compte **72 963** habitants enregistrés dans **12 582** ménages. Dont **28 891** habitants au niveau de la commune de Tazmalt.

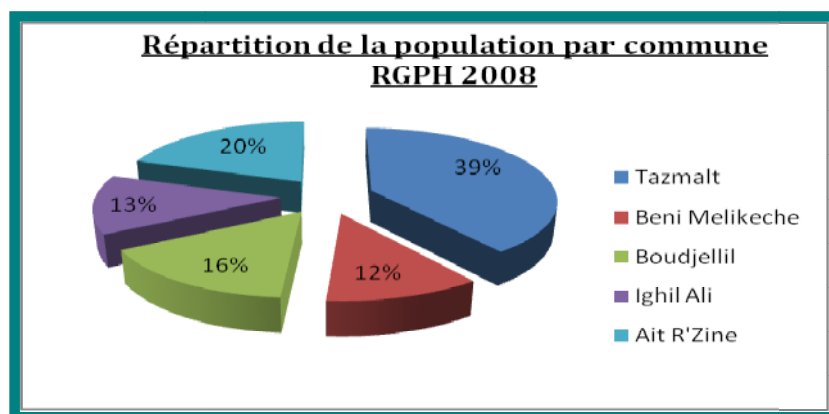


Figure I.9: Répartition de la population par commune [1]

Tableau I.9 : Répartition spatiale de la population par dispersion (R.G.P.H 2008).

Commune	dispersion	Pop 2008
TAZMALT	A.C.L	24559
	A.S ALLAGHANE	1724
	Z.E	2608
	Total	28891

Avec :

- A.C.L : agglomération chef-lieu Tazmalt ;
- A.S ALLAGHANE : agglomération secondaire Allaghane ;
- Z.E : zone éparsé

I.4.1.actualisation de la population au 31/12/2013

Tableau I.10 : Répartition de la population au 31/12/2013

Commune	Dispersions	Population
TAZMALT	A.C.L	25490
	A.S ALLAGHANE	1790
	Z.E	2705
	Total	29985

I.4.2.Evolution de la population

Tableau I.11: Evolution de la population par dispersion entre 1998 et 2008

Commune	dispersion	R.G.P.H 1998	R.G.P.H 2008	TAAM
TAZMALT	A.C.L	19800	24559	2,17
	A.S ALLAGHANE	1690	1724	0,2
	Z.E	4484	2608	-5,27
	Total	25974	28891	1,07

N.B : Il faut préciser que lors du dernier recensement (1998) effectué par le RGPH l'agglomération secondaire d'Idrikhen-Roda a fusionnée avec l'agglomération chef-lieu.

Tableau I.12 : Evolution de la population globale entre les RGPH 1977-2008

Désignation	RGPH 1977	RGPH 1987	TAAM 77/87	RGPH 1998	TAAM 87/98	RGPH 2008	TAAM 98/08
Tazmalt	14426	20308	3,43	25974	2,49	28891	1,07

(Source : URBASE/ DR de Bejaia)

En analysant l'évaluation de la population aux différents recensements, on s'aperçoit que le taux d'accroissement suit une courbe descendante. Donc la population future évoluera sur la base d'un taux d'accroissement qui suivra la même tendance en tenant compte aussi de l'état actuel et futur de l'urbanisation.

I.4.3. Estimation de la population future

D'après les informations recueillies auprès de la DRE de Bejaia, les localités à raccorder au réseau d'assainissement dont les eaux seront traitées par la future station d'épuration sont :

- L'agglomération chef lieu de Tazmalt;
- L'agglomération secondaire d'Allaghen;
- L'agglomération secondaire d'Idriken-Roda

Pour pouvoir déterminer les débits d'eaux usées d'origine domestiques à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population desservis et son évolution en fonction du temps. Il est donc nécessaire d'estimer la population future à différents horizons. Pour cela, nous avons fait appel à la formule du taux d'accroissement géométrique qui stipule que la croissance est directement à la population actuelle, soit :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \dots\dots\dots(I.1)$$

Avec :

- P_n : la population future à l'horizon considéré ;
- P_0 : la population de l'année de référence ;
- τ : Taux d'accroissement de la population (%) ;
- n : nombre d'années séparant les horizons.

En utilisant le recensement R.G.P.H 1998/2008 avec un taux d'accroissement de 1,07 %, l'estimation de la population futur aux différents horizons du calcul sont reportes dans le tableau suivant :

Tableau I.13 : Le nombre de population pour différents horizons

Horizon		2013	2015	2030	2045
Tazmalt	A.C.L	25490	26038	30546	35833
	A.S ALLAGHANE	1790	1829	2145	2516
	Total	27280	27867	32691	38349

Le nombre de la population estimer pour différents horizons est représenté dans la figure suivante :

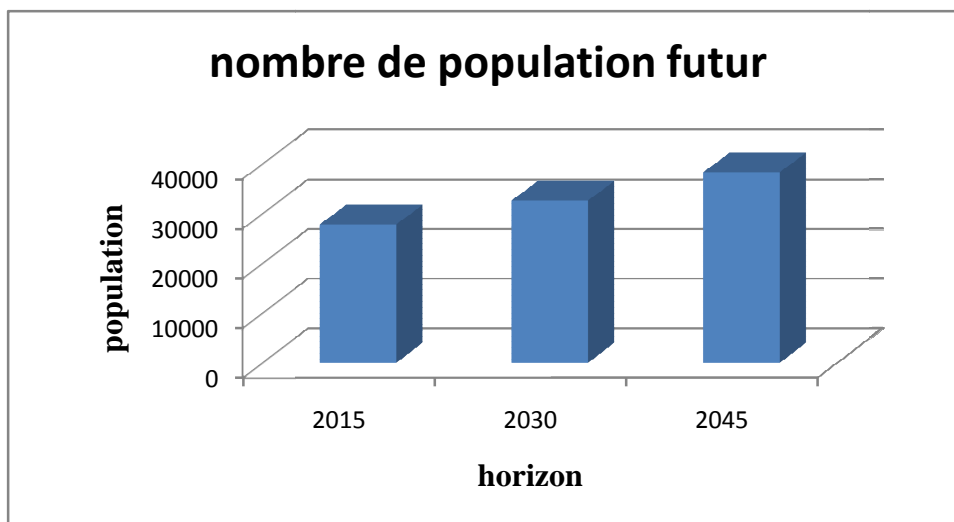


Figure I.10: Evaluation de la population pour différents horizons

I.5. Les équipements

Nous nous intéressons dans cette partie aux services et équipements grands consommateurs d'eau susceptible une source de pollution.

I.5.1. secteur éducatif

Tableau I.14: Equipement éducatifs

Statut de l'établissement	nombre	Nombre d'effectif inscrit 2013/2014
Ecole	13	2826
CEM	5	2501
Lycée	2	1551
Maison de jeunes	1	150
CFPA	1	300
Crèche et garderies	2	50

(Source : PDAU intercommunal 2013)

I.5.2. secteur sanitaire

Il existe au niveau de la ville de Tazmalt une seul polyclinique, une maternité et trois salles de soins.

I.5.3. secteur hôtelier

Il existe trois hôtels dans la région d'étude ayant un total de 70 lits.

I.5.4.secteur administratif*Tableau I.15: Equipement administratif*

Administrative	- Siège A.P.C	1
	- Antenne A.P.C	1
	- Agence et bureau	3
	- Banque	3
	- Centrale téléphonique	1
	- Siège Daïra	1

*(Source : PDAU intercommunal 2013)***I.5.5.secteur sécurité et protection***Tableau I.16 : Equipements sécurité et protection*

Sécurité et protection	- Brigade de gendarmerie	1
	- Sûreté de daïra	1
	- Protection civil	1

*(Source : PDAU intercommunal 2013)***I.5.6.secteur sportif***Tableau I.17 : Equipements sportives*

Sportive	- stade communal	1
	- air de jeux	4
	- CSP	1

*(Source : PDAU intercommunal 2013)***I.5.7.secteur culturelle**

Il existe au niveau dans la ville de Tazmalt cinq mosquées.

I.6.Activités industrielles

Les plus importantes unités industrielles existantes et implantées dans la région sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau I.18 : Activité industrielle

Nature de l'activité	nombre	Nature du rejet
- Huilerie	22	Margine
- entreprises de fabrication de limonade et de boissons.	2	Eaux usées
- unité de production jus.	1	Eaux usées
- Unité laiterie	2	Eaux usées
- Station lavage grisage	10	Eaux usées
- Abattoir	4	Eaux usées
Total	41	-

(Source : inspection de l'environnement Tazmalt)

On remarque que la zone d'étude est caractérisée par un nombre important des huileries et stations de lavage graissage en quantité considérable, cela pourra engendrer le dysfonctionnement des ouvrages de la future station d'épuration si aucune mesure de prévision n'est envisagée.

D'après les services d'hydraulique et de l'A.P.C de Tazamlt les stations de lavages et graissages ainsi que les huileries sont dotées de bassins de décantation qui récupèrent les margines ainsi les huiles de vidange, toutefois, cette procédé n'a pas de suite car les huiles décantées ne sont pas reprise par les services de Naftal, de même pour les graisses et huileries qui sont rejetées directement dans les cours d'eaux et réseau d'égout sana traitement préalable.

L'abattoir aussi représente une source de pollution majeure, il faudra donc que les autorités locales veillent à instaurer un mode de prétraitement au sein même de l'unité.

I.7.Situation hydraulique

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

I.7.1.Alimentation en potable

L'alimentation en eau potable se fait essentiellement à partir de forages qui sont au nombre de cinq ainsi que de 92 puits à usage domestiques et agricoles.

Avec une capacité de stockage de 3450 m³, l'alimentation en eau potable de la commune de Tazmalt qui est de type ramifier, autre fois était basée uniquement sur le quelques puits et forages, se situent principalement sur les berges de l'oued Sahel. (Source : *annuaire statistique 2012 de la wilaya de Bejaia*)

Tableau I.19 : sources d'approvisionnement en eau potable [1]

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	5
Total	147

Le taux de raccordement au réseau d'alimentation en eau potable est de 95 % :

Le tableau suivant illustre l'état et le taux de raccordement au réseau de distribution de la ville de Tazmalt.

Tableau I.20 : Situation en matière d'alimentation en eau potable [1]

Localités alimentées par le réseau de distribution	Taux de raccordement	Etat du réseau
Tazmalt centre	100%	Très vétuste nécessite une réfection
Tinessouine Behllal	100%	Bon
Idriken Roda	100%	Bon
Allaghen	60%	bon

- **Ouvrages de stockages :**

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

Tableau I.21 : ouvrages de stockages

Ouvrages de stockage	nombre	Capacité total (m ³)
Château d'eau	3	600
Réservoir	12	2700

(Source : Direction des ressources en eau)

On peut conclure que notre zone d'étude dispose de divers équipements pour assurer une eau potable de bonne qualité à l'ensemble de la population.

I.7.2. Assainissement

Le réseau d'assainissement de la ville est de type unitaire, sa longueur est estimée à 50,321 Km, il couvre presque la totalité de la commune de Tazmalt, le taux de raccordement est de 78%. (Source : annuaire statistique 2012 de la wilaya de Bejaia).

Le réseau de drainage des eaux pluviales est presque inexistant, les richesses de la commune en matière de cours d'eau (que ce soit permanent ou temporaire) ainsi que la nature géographique

de la commune on fait que les eaux pluviales se déversent dans les cours d'eaux d'une manière naturel.

I.8. Estimation des besoins en eau futur

I.8.1. Besoins en eau des habitants

Les besoins en eau domestiques estimés pour différents horizons représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.22 : consommations en eau de la zone d'étude

Horizon	2015	2030	2045
Population	27867	32691	38349
dotation (l/j/habitant)	200	200	200
consommation journalière Qj (m ³ /j)	5573	6538	7670
consommation horaire Qj (m ³ /h)	232,22	272,42	319,58

Avec : $Q_j = N * \text{Dot}$

- Qj : consommation journalière (m³/j)
- N : population
- Dot : dotation (l/j/habitant)

I.8.2. Besoins en eau des équipements

L'annexe 1 donne les dotations nécessaires pour le calcul des débits de consommation des différents équipements.

Tableau I.23 : consommation actuelle en eau potable des équipements de la ville

Équipement	Consommation actuelle (m ³ /j)
Administratifs	2.56
Educatifs	170.32
Religieux	0,99
Sanitaires	0,45
Culturels et sportifs	0,49
Bains et douches	1,86
Hôtels	3,5
Total	180.17

(Source : APC)

Le débit de consommation de base pour l'horizon 2030 sera estimé à partir des prévisions du PDAU.

Tableau I.24 : estimation de la consommation des équipements à moyen terme [1]

	Equipement	Quantité (m³/j)
Tazmalt chef lieu	1 bloc administratif	0,9
	1 centre d'affaire	15
	1 hôpital	72
	1 salle omnisport	10
	1 salle spécialisée	2
	1 salle polyvalente	2
	1 maison de jeune	2
	1 théâtre	2
	1 marché couvert	3
	1 gare routière + station de taxi	20
Idrikhen Roda	1 agence postale	0,9
	1 salle spécialisée	2
	1salle polyvalente	2
Allaghane	1 salle omnisport	10
	1 salle polyvalente	2
	1 maison de jeune	2
	1 marché couvert	3
	1 station interurbaine	20
	1 station de taxi	20
	1 centre de santé	1
Total		191,8

Tableau I.25 : Récapitulatif des besoins en eau

Consommation (m³/j)	2015	2030	2045
Population	5573	6538	7670
Equipement	180,17	371,97	446,36
total	5754	6910	8116

Les besoins en eau pour le moyen terme en matière d'équipement ont été estimés à partir des prévisions du PDAU pour l'horizon 2030 et ont été majorés de 20 % pour l'horizon 2045.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu que la zone d'étude (Tazmalt) est caractérisé par un climat méditerranéen, un relief de deux natures différentes : de vastes plaines de la vallée de la Soummam et une zone montagneuse, ce qui favorise l'écoulement gravitaire vers la partie basse.

Le réseau d'A.E.P contient réservoirs et puits, le taux de raccordement est de 95% l'état du réseau est bonne, la distribution d'eau en potable se fait 24/24, le réseau de l'assainissement est unitaire et en bon état.

Toutes les eaux usées chargées en matières polluantes qui se déversent à l'air libre et rejoignent l'oued Sahel sans aucun traitement préalable, entraînant une pollution du milieu récepteur et des problèmes de la santé publique d'où la nécessité de l'installation d'une station d'épuration.

Chapitre II : Origine et nature des eaux usées

Introduction

L'eau est le vecteur choisi par l'homme pour éliminer la majorité de ses déchets. Les multiples utilisations de l'eau par l'homme donne lieu à la formation d'eaux usées, présentes en différentes concentration à l'état pur ou mélangé. Par ailleurs, presque tous les processus industriels et artisanaux consomment de l'eau et rejettent des eaux résiduaires. Sous cette terminologie, on groupe habituellement des eaux d'origine très diverses : les eaux d'origine urbain (eaux ménagères, eaux de vannes) ; il s'y ajoute suivant les cas les eaux d'origine industrielle et agricole.

Les eaux usées sont des liquides de composition hétérogène, chargées de matières minérales ou organique, pouvant être en suspension ou en solution, et dont certaines peuvent avoir un caractère toxique. A cette charge s'associent presque toujours des matières grasses et des matières colloïdales. [2]

II.1. Origines des eaux usées

II.1.1. Les eaux domestiques

Proviennent des différents usages domestiques de l'eau et sont essentiellement porteuses de pollution organique. Elles se répartissent en eaux ménagères (qui ont pour origine les salles de bains et les cuisines), qui sont chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques... et en eaux vannes (provenant des sanitaires) contenant des matières organiques biodégradables et des micro-organismes, charges de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux. [3]

II.1.2. Les eaux industriels

Les eaux d'origine industrielle ont généralement une composition plus spécifique et directement liée au type d'industrie considéré. Indépendamment de la charge de la pollution organique ou minérale, de leur caractère putrescible ou non, elles peuvent présenter des caractéristique de toxicité propre liée aux produit chimique transporté. [2]

II.1.3. Les eaux de ruissellement

Regroupent les eaux de pluies ainsi celles utilisées pour le lavage des espaces publics. [3]

II.1.4. Les effluents agricoles

Les effluents agricoles renferment diverses substances, d'origine agricole ou animale. Il s'agit de solutions d'engrais lessivées par les sols fertilisés, des produits phytosanitaires (pesticides) et des déjections animales (purins et lisier de bétail). [4]

II.1.5. Les eaux parasites

Elles proviennent des remontées des nappes sous-terraines ou des fuites des conduites d'alimentation en eau potable(AEP) ; ces eaux s'infiltrant dans les collecteurs et se mélangent

aux eaux usées et les diluent ; ce qui influe par la suite sur le fonctionnement de la station d'épuration. [4]

I.2. Nature de la pollution

En entend par la pollution de l'eau, la modification néfaste de la composition des eaux par l'ajout des substances susceptibles d'altérer leur qualité, leur aspect esthétique et compromettre leur consommation. La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- Organique.
- Microbiologique.
- Minérale.
- Toxique (minérale et organique).

A chacune de ces formes de pollution 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. [4]

I.2.1. 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. Il est à noter l'existence d'autres substances organiques utilisées ou fabriquées industriellement, c'est le cas des phénols, des aldéhydes et des composés azotés. [4]

I.2.2. Pollution microbiologique

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organismes vivants dans les eaux Usées apportés par les excréments d'origines humaine ou animale.

Ces bactéries jouent le rôle de témoins de pollution. [3]

II.2.3. Pollution minérale

Il s'agit d'effluents constitués essentiellement de métaux lourds en provenance des industries métallurgiques, de traitement de minerais. On peut citer quelques-uns, comme le plomb, le cuivre, le fer, le zinc, le mercure. Il y'a aussi le cas de certains sels provenant de l'agriculture. Ces substances suscitées peuvent causer :

- des problèmes sur l'organisme de l'individu.
- Perturbation de l'activité bactérienne en station d'épuration.
- Affectation des cultures agricoles.

Ces éléments sont non biodégradables et de ce fait un traitement tertiaire devient plus que nécessaire. [4]

II.3.les principaux Paramètres de pollution

Habituellement, le potentiel de pollution d'une eau est apprécié par une série d'analyse physico-chimiques dont certaines tentent de reproduire les modifications que cette eau sera susceptible d'apporter dans le milieu ou elle sera rejetée. Ces mesure sont complétées par des analyses plus spécifique et à l' origine de nuisances majeures, tel que le phosphore ou l'azote. Dans certains cas particuliers, des produits toxiques peuvent être recherchés. [5]

II.3.1.Paramètres physiques

II.3.1.1.Matières en suspension (MES)

Elles représentent les matières qui ne sont ni a l'état soluble ni a l'état colloïdal, donc retenues par un filtre. Les MES, qui comportant des matières organiques et minérales, constituent un paramètre important qui marque le degré de pollution d'un effluent urbain ou même industriel. [5]

II.3.1.2.Température

C'est un paramètre souvent négligé dans les collecteurs urbains, mais qui devrait être plus souvent mesuré, surtout dans le cas de rejet industriel dans le réseau. Le fonctionnement de certains ouvrages d'épuration, notamment les dégraisseurs, est sensible à des températures trop élevées. Ainsi, tout rejet doit être inférieur à 30°C. [5]

II.3.1.4.Conductivité

C'est une mesure simple, qui se pratique avec une électrode et fournit une indication précise sur la concentration totale en sels dissous. Par comparaison avec la conductivité de l'eau potable, il est possible de juger rapidement si des apports importants, en particulier industriels, ont lieu dans le réseau d'assainissement. Le résultat est donc exprimé en micro-siemens par centimètre ($\mu\text{s}/\text{cm}$). [5]

II.3.1.5.Les matières volatiles en suspension (MVS)

C'est la partie des matières en suspension susceptibles d'être volatilisées à 550° C. Les MVS sont généralement assimilées aux matières organiques en suspension. Ils s'expriment en mg/L. [3]

II.3.2. Paramètres chimiques

II.3.2.1. Demande Biochimique en Oxygène (DBO)

Elle représente la quantité d'oxygène dépensée par les phénomènes d'oxydation chimiques, d'une part, la dégradation des matières organiques par voie aérobie, nécessaire à la destruction des composés organiques, d'autre part. En effet, dans un effluent complexe, ces deux types d'oxydation se superposent, d'où l'emploi du terme biochimique. [5]

Pour être complète, l'oxydation biologique nécessite un temps de 20 à 28 jours, on mesure dans ce cas la DBO ultime ou DBO_{21} ou DBO_{28} ; cette période étant longue, on a choisi par convention une mesure après 5 jours d'incubation appelée DBO_5 .

La DBO représente seulement la pollution organique carbonée biodégradable. [6]

II.3.2.2. Demande Chimique en Oxygène (DCO)

Elle représente la teneur totale de l'eau en matières organiques, qu'elles soient ou non biodégradables. [5]

II.3.2.3. Matières oxydables (MO)

Ce paramètre est utilisé pour caractériser la pollution organique de l'eau. Il se définit à partir de la DBO_5 et de la DCO selon la formule suivante : [3]

$$MO = (2 DBO_5 + DCO) / 3 \dots \dots \dots II.1$$

II.3.2.4. PH

Le PH mesure la concentration des ions H^+ dans l'eau. Il caractérise un grand nombre d'équilibre physico-chimiques. La valeur du PH influe la croissance des micro-organismes présents dans l'eau, la plupart des bactéries par exemple peuvent croître dans une gamme de PH comprise 5 et 9, l'optimum étant situé entre 6,5 et 8,5. Des valeurs inférieures à 5 ou supérieures à 9 affectent la survie des micro-organismes aquatiques selon l'OMS. [3]

II.3.2.5. Le carbone organique total (COT)

Il ne représente que le carbone présent dans les composés organiques. La valeur de (COT), contrairement à la DBO, détermine complètement les composés difficilement ou non dégradables biochimiquement, qui sont d'une grande importance pour l'évaluation de la pollution de l'eau et des effluents. [4]

II.3.2.6. Les sels nutritifs

Les nutriments sont des éléments qui peuvent se présenter dans les eaux usées urbaines, sous forme organique ou minérale. Ils sont responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques. La connaissance des quantités des nutriments contenus dans l'eau usée est donc

indispensable pour le contrôle de la qualité des nutriments dans les effluents épurés avant de les rejeter dans le milieu récepteur [4]

A- Le phosphore

Le phosphore se présente dans les eaux résiduaires brutes sous deux formes :

- *Organique* : d'origine industrielle ou biologique provenant des matières fécales.
- *Minérales*: les ortho et poly phosphates provenant de lessive, d'engrais phosphatés.

L'apport journalier de phosphore est d'environ 4 g par habitant par jour.

La connaissance de la quantité du phosphore dans les eaux résiduaires permet de savoir si un traitement biologique est envisageable.

Dans les bassins biologiques, le phosphore organique et les poly phosphates sont rapidement transformés par les micro-organismes en ortho-phosphates. Une partie de ces derniers est utilisée pour la synthèse de nouvelles cellules. [4]

Phosphore total (PT)

C'est la somme des trois formes du phosphore (orthophosphates, polyphosphates et le phosphore organique). A la sortie de la station d'épuration, le phosphore est à 90% sous forme d'orthophosphates. [3]

B- L'Azote :

L'azote peut être présent dans les eaux usées sous plusieurs formes :

Forme réduite: Azote organique (N) et Azote ammoniacal (NH₄⁺).

Forme moléculaire: Azote dissous (20mg/l à la température ambiante).

Forme oxydée: Azote nitreux (NO₂) et Azote nitrique (NO₃).

L'azote contenu dans les eaux résiduaires domestiques est essentiellement sous forme Ammoniacale. [4]

Azote total Kjeldahl (NTK)

Représente les formes réduites de l'azote (organique et ammoniacal) dans l'eau. Mesure en mg N/l. [3]

II.3.3. La biodégradabilité

La biodégradabilité d'une substance exprime son aptitude à être décomposée par les micro-organismes. Elle est influencée par plusieurs facteurs tels que : la concentration du produit à dégrader, le nombre et la nature des micro-organismes, et enfin le pH et la température du milieu.

➤ Coefficient de biodégradabilité

$$K = \text{DCO} / \text{DBO}_5 \dots\dots\dots \text{II.2}$$

Le rapport entre ces deux valeurs détermine la possibilité et le rendement de dégradation que l'on peut espérer par un traitement biologique, tableau II.1. [3]

Tableau II.1 : Coefficient de biodégradabilité [3]

K : rapport (DCO/DBO5)	Mode de traitement
K=1	Pollution totalement biodégradable
1<K<1.6	Epuration biologique très possible
1.6<K<3.2	Traitement biologique associé à un traitement physico-chimique
K>3.2	Traitement biologique impossible

II.4.Détermination de l'origine des eaux usées : [1]

Avant de prévoir un quelconque système d'épuration, il est impératif de procéder à une synthèse des informations collectées pour déterminer l'origine et donc les caractéristiques des eaux résiduaires. Dans notre cas, ces eaux résiduaires comprennent les eaux urbaines provenant des ménages, les eaux vannes et les eaux industrielles assimilables aux eaux usées.

II.5. milieu récepteur

Les rejets d'eau usée de la région d'étude se déversent à l'aire libre et rejoignent l'oued sahel sans aucun traitement préventif. Il est nécessaire donc de soulager l'oued en assurant une qualité d'eau conforme aux normes en vigueur par la réalisation d'une station d'épuration. Une fois les eaux épurées, elles seront destinées toujours vers l'oued. Cela permettra d'une part, de prévenir contre le déversement incontrôlé des eaux usées dans le milieu récepteur et protéger ainsi la faune et la flore et la flore. D'autre part, de protéger ainsi la faune et la flore. D'autre part, de protéger la nappe phréatique, principale ressource de la région. [1]

II.5.1.La décharge publique :

La décharge publique de la zone d'étude n'est qu'un site destiné pour la mise en décharge des déchets, elle est exploitée sans aucun respect de l'environnement. Cette décharge ne répond pas aux normes techniques appropriées et n'ayant pas fait l'objet d'étude préalable à sa création et par conséquent, elle est considérée comme une décharge sauvage.

Vu sa localisation dans le lit d'oued sahel à proximité des forages, la nécessité urgente de procéder à son éradication. [1]

II.5.2.Impacte des rejets direct sur l'environnement

Les rejets des eaux usées dans le oued constitue un problème qui se traduit par un déséquilibre du milieu écologique d'une part et d'autre part la perte de ces eaux sans récupération. Ces eaux usées ont une part importante dans la dégradation du milieu récepteur et risquent de constituer à l'avenir la cause essentielle de la pénurie et des problèmes de santé publique. [7]

Les eaux usées de la région d'étude qui se déversent directement à l'air libre dans l'oued Sahel peut engendrer des conséquences néfastes telle que :

- La dégradation du milieu récepteur ;
- La dégradation de la qualité de l'eau ;
- Pollution de la nappe phréatique qui est la source d'approvisionnement de la région.

II.6. Les concentrations moyennes des rejets de la zone d'étude [1]

L'analyse des deux campagnes de prélèvement des eaux usées urbaines de la ville de Tazmalt, dont les points de rejets examinés sont respectivement: « Allaghen » et « Tazmalt ». Dont les rejets au nombre cinq qui se déversent à l'air libre dans l'oued Sahel.

Les principaux résultats d'analyse enregistrés par (ENHYD) pendant les deux campagnes de prélèvement ainsi que les caractéristiques de la pollution des rejets de la ville sont regroupés dans les tableaux II.2, II3, ci-dessous:

Tableau II.2: les concentrations moyennes des rejets (Allaghen) (ENHYD)

Paramètres physico-chimiques examinés	unités	Conc.moy Rejet N°1 Allaghen (1 ^{ère} camp)	Conc.moy Rejet N°2 Allaghen (2 ^{ème} camp)	Concentration moyennes (2 camp)
Température de l'air (*)	°c	15,25	21,50	18,40
Température de l'eau (*)	°c	16,50	18,50	17,50
Débit mesurés (*)	l/s	2,25	0,75	1,50
Ph	--	6,50	7,30	6,90
Oxygène dissous	mg/l	--	--	--
Conductivité C _{25°C}	µs/cm	4,738	2,040	3,389
Minéralisation	mg/l	2,937	1,264	2,100
DBO ₅	mgO ₂ /l	392,50	125,75	259,15
DCO	mgO ₂ /l	637,50	301,25	469,40
MES (105 °c)	mg/l	232,90	191,80	212,35
Azote ammoniacal (NH ₄)	mg/l	93,95	172,25	133,10
Nitrites (NO ₂)	//	<0,02	<0,02	<0,02
Phosphates (PO ₄)	//	77,74	10,05	43,90
Phosphores(P)	//	25,65	3,35	14,50
Métaux lourds				
Plomb (Pb)	mg/l	--	--	--
Chrome (Cr)	//	--	--	--
K=Rapport (DCO/ DBO ₅)	--	≈1,62	≈2,40	≈1,80

Avec:

(*): Paramètres physiques analysés au moment du prélèvement (in situ).

Tableau II.3: les concentrations moyennes des rejets N° 2 (Tazmalt) (ENHYD)

Paramètres physico-chimiques examinés	unités	Conc.moy Rejet N°1 Allaghen (1 ^{ère} camp)	Conc.moy Rejet N°2 Allaghen (2 ^{ème} camp)	Concentration moyennes (2 camp)
Température de l'air (*)	°c	15,50	20,25	17,90
Température de l'eau (*)	°c	17	19,25	18,15
Débit mesurés (*)	l/s	22	26,25	24,15
Ph	--	7,40	7,35	67,40
Oxygène dissous	mg/l	--	--	--
Conductivité C _{25°C}	µs/cm	1,902	1,550	1,726
Minéralisation	mg/l	1,180	0,961	1,070
DBO ₅	mgO ₂ /l	134,50	86,10	110,3
DCO	mgO ₂ /l	285,75	211,25	248,50
MES (105 °c)	mg/l	199,90	143,55	171,73
Azote ammoniacal (NH ₄)	mg/l	53,55	161,25	108,90
Nitrites (NO ₂)	//	<0,02	<0,02	<0,02
Phosphates (PO ₄)	//	87,10	11,25	49,20
Phosphores(P)	//	28,75	3,75	16,25
Métaux lourds				
Plomb (Pb)	mg/l	--	--	--
Chrome (Cr)	//	--	--	--
K=Rapport (DCO/ DBO ₅)	--	≈2,15	≈2,45	≈2,25

Avec:

(*): Paramètres physiques analysés au moment du prélèvement (in situ).

Remarque :

Selon Tableau II.1 ; On remarque que le Coefficient de biodégradabilité K des eaux des deux rejets se situent entre 1.6 et 3.2, d'où le mode de traitement possible est le traitement biologique associé à un traitement physico-chimique.

II.7. Normes de rejets

II.7.1. Norme de rejet des effluents urbains

Dans le domaine de l'eau, on est tenu de respecter des normes très strictes car cela touche au domaine de la santé publique, et le moindre écart peut s'avérer très dangereux pour la santé de l'homme, la préservation des espèces aquatiques...etc.

Pour l'épuration, les normes concernent en grande partie la qualité de l'eau au rejet.

Les normes de rejet ont pour but de maintenir, ou le cas échéant de restaurer, la qualité des eaux superficielles qui reçoivent les effluents traités. Les systèmes d'épurations, ont donc pour mission de réduire au maximum les paramètres caractérisant un effluent (DBO, DCO, MES, NTK, PT). [3]

La limite de pollution tolérée est fixée par l'intermédiaire de la réglementation sanitaire. Les différents niveaux de rejet sont déterminés en fonction des paramètres suivants : [3]

- L'objectif de qualité assigné au milieu récepteur.

- Les conditions locales de dilution, de renouvellement d'eau et d'autoépuration offerte par le milieu naturel.
- Les caractéristiques de l'effluent avant épuration (débit, concentration et biodégradabilité).

Les rejets en dehors des situations inhabituelles doivent respecter les valeurs soit en concentration (tableau II-4) soit en rendement (tableau II-5).

Tableau II.4 : Norme de rejet en terme de concentration [8]

Paramètre	Valeur
Température	< 25
pH	6 < pH < 8.5
DBO ₅	≤ 25 mg/l
DCO	≤ 125 mg/l
MES	≤ 35 mg/l

Tableau II.5 : normes de rejet en terme de rendement [8]

Paramètre	Charge brute de pollution en Kg/j de DBO ₅	Rendement minimum à atteindre
DBO ₅	120 < DBO ₅ ≤ 600	70 %
	>600	80 %
DCO	Toutes charges	75 %
MES	Toutes charges	90 %

En ce qui concerne les valeurs de NTK et Pt aucune valeur n'est imposée en dehors des zones sensibles à l'eutrophisation (tableau II.6).

Tableau II.6 : norme de rejet concernant l'azote et le phosphore [8]

Paramètre	concentration maximale a ne pas d'passer pour les zones sensibles a l'eutrophisation
NTK	15 mg/l
Pt	2 mg/l

Remarque : les valeurs des tableaux se réfèrent aux méthodes normalisées, sur échantillon homogénéisé, non filtré ni décanté.

II.7.2. Norme de rejet des effluents industriels

Les rejets d'effluents liquides industriels dans le milieu naturel sont réglementés en Algérie par le décret exécutif n° 06-141 du 19 avril 2006. [9]

Les valeurs limites maximales de rejet des installations de déversement industrielles sont illustrées d'une manière détaillée dans le tableau II.7 suivant :

Tableau II.7: valeurs limites des paramètres de rejets d'effluents liquides industriels [9]

N°	Paramètres	Unité	Valeurs maximales
1	Température	°c	30
2	PH	-	6,5-8,5
3	MES	mg/l	35
4	Azote Kjeldahl	//	30
5	Phosphore total	//	10
6	DCO	//	120
7	DBO ₅	//	35
8	Aluminium (Al)	//	3
9	Substances toxiques bioaccumulables	//	0,005
10	Cyanures (CN)	//	0,1
11	Fluor et composés	//	15
12	Indice de phénols	//	0,3
13	Hydrocarbures totaux	//	10
14	Huiles et graisses	//	20
15	Cadmium (Cd)	//	0,2
16	Cuivre total (Cu)	//	0,5
17	Mercure total (Hg)	//	0,01
18	Plomb total (Pb)	//	0,5
19	Etain total	//	2
20	Chrome total (Cr ³⁺)	//	0,5
21	Manganèse (Mn)	//	1
22	Nikel total (Ni)	//	0,5
23	Zinc total (Zn)	//	3
24	Fer (Fr)	//	3
25	Composés organiques chlorés	//	5

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les paramètres physique et chimique qui caractérisent une eau usée et leur impacte sur le milieu récepteur lors du rejet direct à l'air libre.

La connaissance de la qualité des eaux usées à traiter est indispensable dans un projet de conception d'une station d'épuration ainsi pour le choix adéquate du procédé d'épuration et par conséquent un respect des normes de rejets.

Chapitre III :
Procédés d'épuration des eaux
usées

Introduction

Les eaux résiduaires regroupent : les eaux usées d'origine urbaines ou domestiques, ainsi que les eaux usées d'origine industrielles et agricoles, ont besoin de subir des traitements divers avant d'être rejetés dans les milieux naturels récepteurs.

Afin d'éviter l'altération du milieu récepteur, il existe plusieurs procédés qui varient en fonction de l'importance de la charge polluante à traiter, de la quantité de l'effluent requis, du rendement épuratoire, de la taille de la population, de la disponibilité du terrain, du climat et la topographie de la région.

En effet, ce troisième chapitre est consacré à l'étude des différentes techniques d'épuration des eaux usées. [10]

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

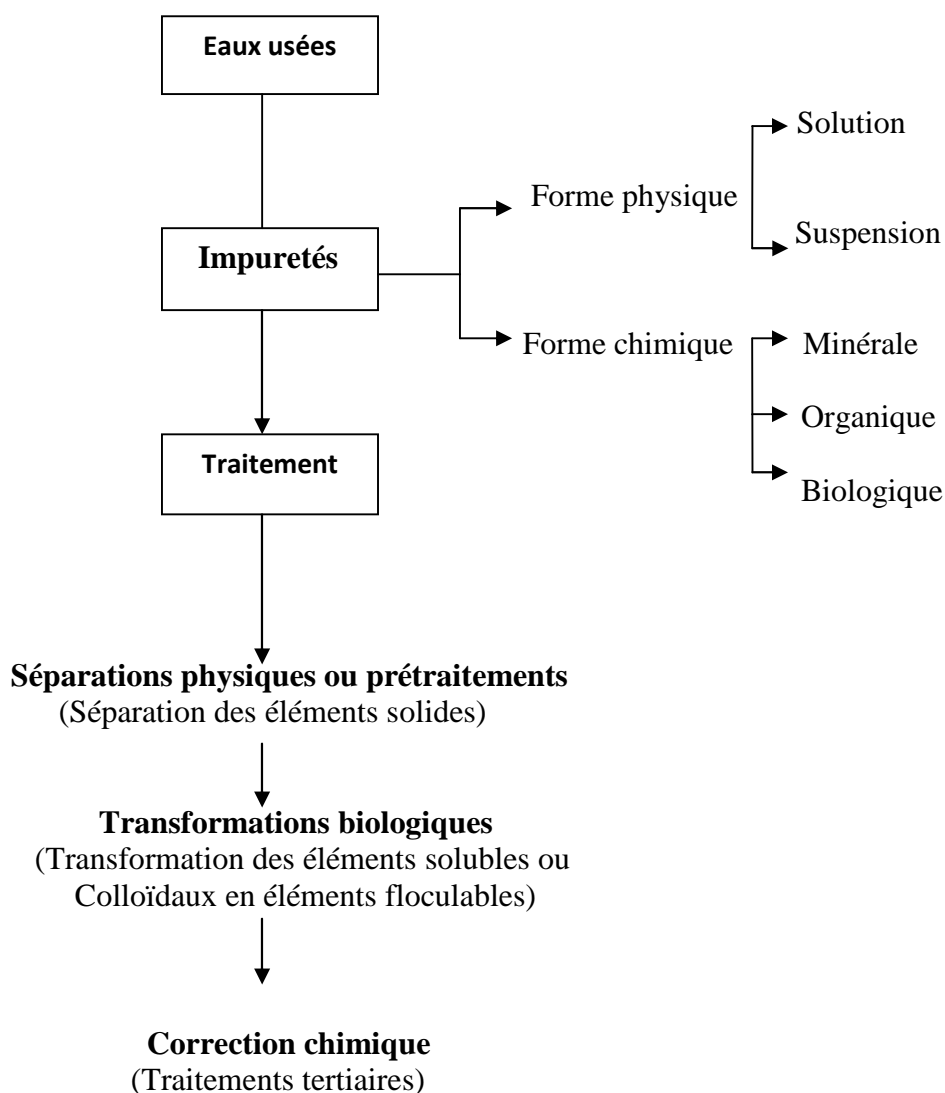


Figure III.1 : principe d'épuration d'une eau usée [10]

III.1.le prétraitement

Les collecteurs urbains d'eaux usées véhiculent des matières très hétérogènes et souvent volumineuses, spécialement sur des réseaux unitaires.

Un prétraitement est nécessaire de manière à protéger le relèvement des eaux brutes, les conduites contre les obstructions et les autres appareils de traitement contre l'abrasion, et plus généralement pour éliminer tout ce qui pourrait gêner les traitement ultérieurs.

Les opérations de prétraitement sont les suivants (une station d'épuration peut comporter une ou plusieurs de ces opérations, suivant son importance et la qualité de l'eau brute) :

- dégrillage ;
- tamisage;
- dilacération ;
- dessablage ;
- dégraissage ;
- désuilage ;
- traitement des sous-produits : sables et graisses ;
- traitement conjoint des produits de curage de réseau et sable de station. [10]

III.1.1. Dégrillage

Cette opération consiste à faire passer l'effluent entre les barreaux d'une grille, dont l'écartement se mesure habituellement en centimètres. On retire ainsi de l'eau les fragments de dimension supérieure à l'écartement des barreaux.

La présence d'une grille est indispensable sur toutes les stations. [11]

III.1.1.1.Les caractéristiques générales d'une installation de dégrillage [11]

a) Forme et position de la grille

La grille peut être droite ou courbé ; 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.

b) 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 détritrus à éliminer :

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

c) 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.

d) Evacuation des déchets :

Les déchets extraits par le dispositif de nettoyage peuvent être évacués par bac amovible, bande transporteuse ou vis d'Archimède. [11]

e) Vitesse de passage et perte de charge [11]

La vitesse de passage de l'eau doit permettre l'application des matières sur la grille sans provoquer de pertes de charge importantes ni entraîner des colmatages en profondeur des barreaux.

Vitesse moyenne de passage : $0.6 \text{ m/s} < V < 1,00 \text{ m/s}$ ou 1.40 m/s en débit maximal
Pertes de charge : $0.05 \text{ m} < \Delta h < 0.15 \text{ m}$ en eau de consommation et $0.1 \text{ m} < \Delta h < 0.40 \text{ m}$ en eau résiduaire.

III.1.1.2. Les différents type des grilles**a) Grilles manuelles**

Elles sont composées de barreaux droites de section circulaire ou rectangulaire, généralement inclinées sur l'horizontale (60° a 80°), parfois mobiles (sur glissière ou pivotantes pour faciliter le nettoyage du canal d'un by-pass destiné à éviter les débordements en cas d'obstruction.

Ces grilles sont généralement réservées aux très petites installations d'épuration. Le nettoyage s'effectue manuellement à l'aide d'un râteau. Ce nettoyage quotidien, nécessitant parfois plusieurs interventions de l'exploitant dans la journée, est une opération indispensable au bon fonctionnement de l'installation.

Ces interventions induisent un surcôt d'exploitation. [5]

b) Grilles mécaniques

Elles sont indispensables a partir d'une certaine taille de station d'épuration, voire sur des installations de faible importance afin de réduire les interventions manuelles de nettoyage. ces grilles sont a fonctionnement automatique par horloge électrique. Parmi celles-ci, on distingue les grilles a nettoyage par l'amont et celles a nettoyage par l'aval (figure III.1). [5]

b.1) grilles mécaniques à nettoyage par l'amont [5]

Le mécanisme de nettoyage se trouve placé à l'mont du champ de grille. Parmi les grilles mécaniques a nettoyage par l'amont, on distingue :

-**les grilles courbes**, adaptées pour les petites et moyennes stations d'épuration, avec des profondeurs relativement réduites de canal (de 0.50 m à 1.80 m). Le débit à traiter varie de 10 à 5 000 m³/h. le nettoyage est assuré par des peignes (figure III.2).

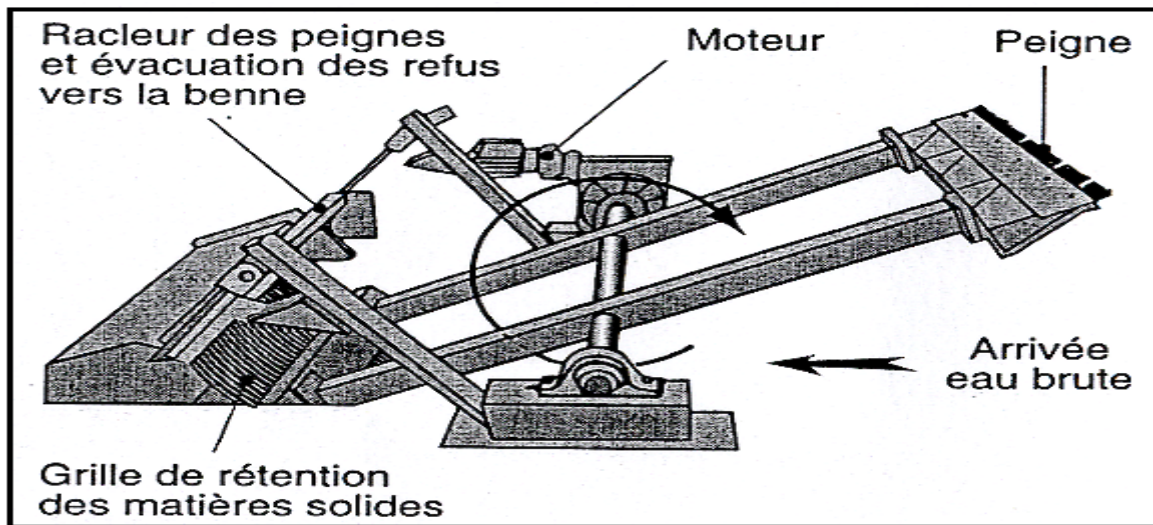


Figure III.2 : Grille courbe à peigne

-**les grilles droites**, fortement relevées sur l'horizontale, parfois même verticales, permettant de couvrir une gamme de débits de 100 à 40 000 m³/h (prise d'eau de surface). Selon la nature des produits, le nettoyage peut être effectué par un dispositif alternatif ou continu (grappins, râtaux, racleurs, brosses), et le système, par câble ou par chaîne sans fin (figure III.3).

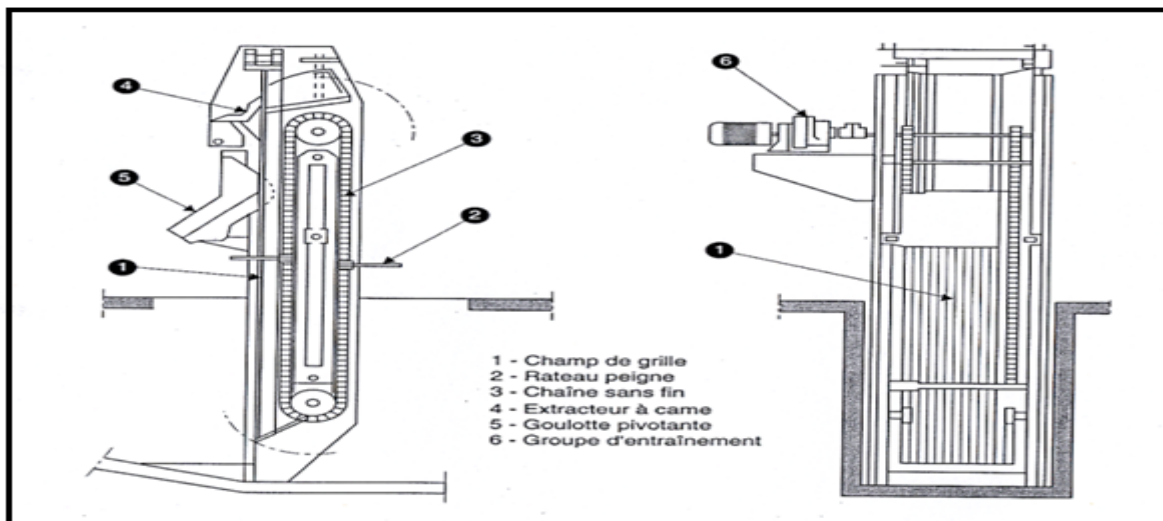


Figure III.3 : dégrilleur vertical

b.2) grilles mécaniques à nettoyage par l'aval [9]

Le mécanisme de nettoyage se trouve placé à l'aval du champ de grille (avec chaîne sans fin), présentant ainsi des risques de rechute d'une fraction des résidus récupérés en aval. Les grilles sont équipées de râtaux-peignes montés sur des chaînes sans fin. Elles peuvent traiter des eaux très chargées, pour une gamme de débits de 500 à 30 000 m³/h.

III.1.2. La dilacération [11]

Cette opération concerne particulièrement les eaux résiduaires urbaines. Elle a pour but de broyer les matières solides et de les transformer en particules plus fines qui sont envoyées vers les décanteurs. Cette opération peut être mise en œuvre en remplacement du dégrillage fin.

Avantage :

-Supprimer les sujétions et nuisances découlant de la gestion des déchets du dégrillage.

Inconvénients :

- Appareillage cher et délicat nécessitant des interventions fréquentes ;
- Risque de colmatage des canalisations et d'engorgement des pompes.

III.1.3.tamisage

En épuration, le tamisage est une opération préconisée sur les effluents industriels chargés en matières en suspension (abattoirs, conserveries, etc.) avant leur traitement ou leur rejet dans le réseau.

Trois principales, fonctions du tamisage peuvent être motionnées :

- la récupération de déchets utilisables ;
- la protection de canalisations ou de pompes (évitant l'obstruction) ;
- la limitation des risques de dépôts et de fermentations. [5]

III.1.4.Le dessablage

Il est important d'éliminer les sables présent dans l'effluent :

- Pour éviter leur sédimentation ultérieure, qui peut amener le bouchage de canalisations qu'il sera difficile de désobstruer, surtout si elles sont enterrées.
- Pour protéger les organes mécaniques en mouvement rapide (pompes de relèvement, axes de chaînes, rotors de centrifugeuses à boues)

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0.2mm et de masse spécifique de l'ordre de 2.65 g/cm³. [5]

La vitesse de sédimentation de ces particules est fonction de :

Leur nature, forme, dimensions et la viscosité du liquide dans lequel elles se trouvent

La technique du dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation avec une vitesse constante de 0.3m/s quel que soit le débit. Cette condition est difficile à réaliser en raison des variations du débit. [11]

III.1.4.1.Types de dessableurs [11]

On distingue plusieurs types de dessableurs suivant la géométrie des bassins ou la circulation du fluide :

- Dessableurs canaux gravitaires
- Dessableurs tangentiels

a) Dessableurs canaux gravitaires

Le principe de dimensionnement se base sur le principe qu'une particule arrivant en surface sera captée et atteint le fond du dessableur avant d'arriver à la sortie.

➤ *Canal dessableur*

C'est un élargissement du canal d'amenée des eaux usées. Il doit correspondre aux normes suivantes :

- Le courant doit être réduit à 0.3 m/s pour permettre le dépôt des sables. Si cette vitesse augmente, un entrainement de particules précédemment sédimentées peut se produire.
- La longueur du canal dessableur doit autoriser un séjour de 1 à 2 minutes
- La profondeur doit être prévue pour un stockage plus ou moins prolongé des sables selon le mode de nettoyage.

Les problèmes créés par les variations de débit peuvent être résolus :

- Soit par l'installation de plusieurs canaux en parallèle ;
- Soit en installant à la sortie un déversoir proportionnel (ex. déversoir « tour Eiffel »). [11]

➤ *Dessableur à insufflation d'air ou dessableur aéré*

C'est un bassin muni d'un dispositif d'agitation à l'air comprimé. L'injection d'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques et provoque l'apparition d'un mouvement de rotation de l'eau ; ce mouvement permet d'accélérer la sédimentation vers une fosse d'extraction.

Ces appareils sont calculés pour un temps de séjour de 3 à 5 minutes et une injection d'air de 1 à 1.5 m³ par m³ d'eau. [11]

b) Dessableur à effet hydrodynamique

➤ *Dessableur circulaire*

Les sables sont projetés vers la paroi et descendent en décrivant une spirale d'axe vertical.

- Diamètre de l'ordre de 5 à 15 m environ
- Hauteur du liquide de l'ordre de 1m.
- Charge hydraulique de 15 à 30 m³/m².heure
- Vitesse d'arrivée de 0.7 à 0.8 m/s (<1 m/s)
- Temps de séjour de 30 à 45 secondes (>25 s)

Lorsque le débit est insuffisant, un brasseur à pales permet de maintenir le liquide en mouvement.

➤ *Dessableur centrifuge ou hydrocyclone*

Dans ces dessableurs coniques ou cylindro-coniques, l'admission tangentielle de l'eau sous fort courant projette les sables vers la paroi.

- Diamètre de l'appareil de 300 à 700 mm ;
- Débit unitaire : jusqu'à 500 m³/heure ;

-Vitesse d'entrée : 2 à 3 m/s. [18]

Remarque

En général, le volume de sable recueilli par les dessableurs varie largement selon le type de réseau (unitaire ou séparatif), le niveau d'urbanisation, la nature de la voirie et le degré de lavage du sable. On admet en général de 5 à 12 litres/hab.an, à évacuer en décharge.

III.1.5. Dégraissage-déshuilage [18]

Même en milieu urbain, des graisses et des huiles, en provenance des industries et des artisans alimentaires, des restaurants, des garages, des chaussées sont susceptibles de gagner le réseau, malgré les prescriptions imposant fréquemment leur retenue à la source. Le problème est plus important encore avec les effluents d'industries alimentaires (conserveries de viande, etc...), d'autant plus que l'effluent chaud laisse déposer la graisse au fur à mesure de son refroidissement dans la chaîne de traitement.

Les inconvénients des graisses et huiles sont notamment :

Envahissement des décanteurs

–Diminution des capacités d'oxygénation des installations des traitements biologique ;

–Mauvaise sédimentation des boues dans le clarificateur ;

–Bouchage des canalisations et des pompes ;

–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.

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 dessableur-déshuileur. Il élimine les huiles et graisses en surface et les matières décantables en profondeur. La figure III.4 nous montre un schéma d'un dessableur-déshuileur. [18]

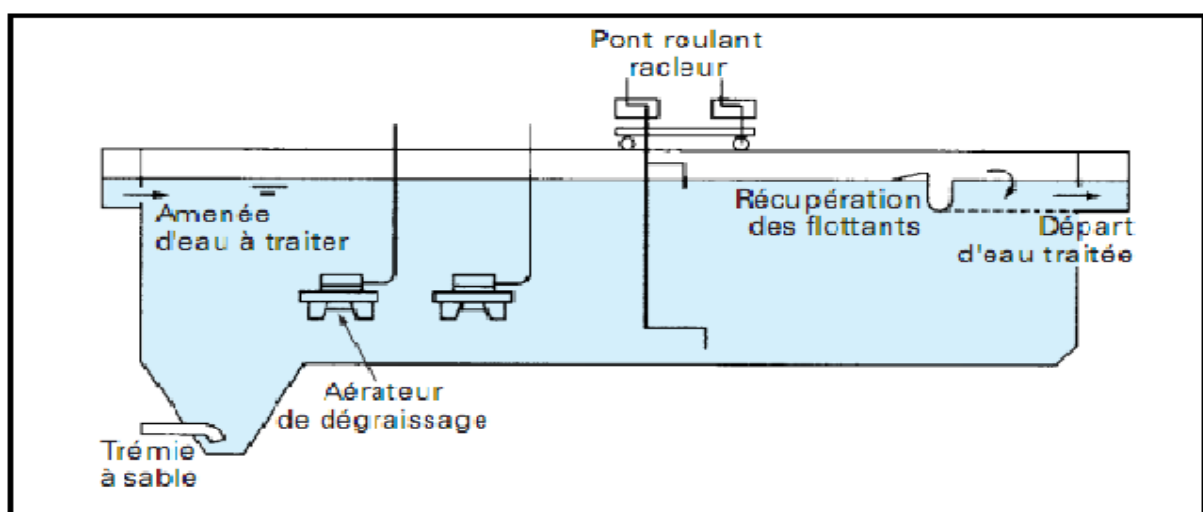


Figure III.4 : ouvrage de dessablage-déshuilage combinés

III.2. Traitement primaire

Il fait appel à différents procédés physiques ou chimiques. L'opération la plus importante à cette étape du traitement est la décantation.

Le traitement physico-chimique des eaux regroupe les opérations nécessaires pour éliminer

- Les matières décantables, c'est le rôle de la décantation ;
- La turbidité (substances colloïdales) qui est traitée par coagulation-floculation ;
- Certaines matières en solution par la précipitation chimique. [4]

III.2.1. Décantation

Les eaux résiduaires prétraitées contiennent encore des matières minérales et organiques sédimentables. Les matières organiques en suspension (matières sédimentables et colloïdes) représentent 60% en moyenne charge en DCO des eaux et 30 à 40% en DBO.

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% des MES et 90% des matières décantables (pour une eau usée domestique). [4]

III.2.1.1. Différents types de décantation

Devers types de matières décantables sont à distinguer :

- Les particules grenues** décantent indépendamment les unes des autres avec chacune une vitesse de chute constante ;
- **Les particules plus ou moins floculées** ont des tailles et donc des vitesses de décantation variable, lorsque leur concentration est faible, la vitesse de chute augmente au fur et à mesure que les démentions du floc s'accroissent par suite de rencontre avec d'autre particule, c'est la **décantation diffuse**.

Pour des concentrations plus élevées, l'abondance des floccs et leurs interactions créent une décantation d'ensemble, le plus souvent caractérisée par une interface nettement marquée entre la masse boueuse et le liquide surnageant : c'est la **décantation en piston**, dont la vitesse est optimale dans une certaine zone de concentration, au-dessus de laquelle on parle de **décantation freinée**. [12]

III.2.1.2. Les principaux types de décanteurs

a) les 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°). [11]

La figure III.5 représente un décanteur cylindro-conique statique sans raclage.

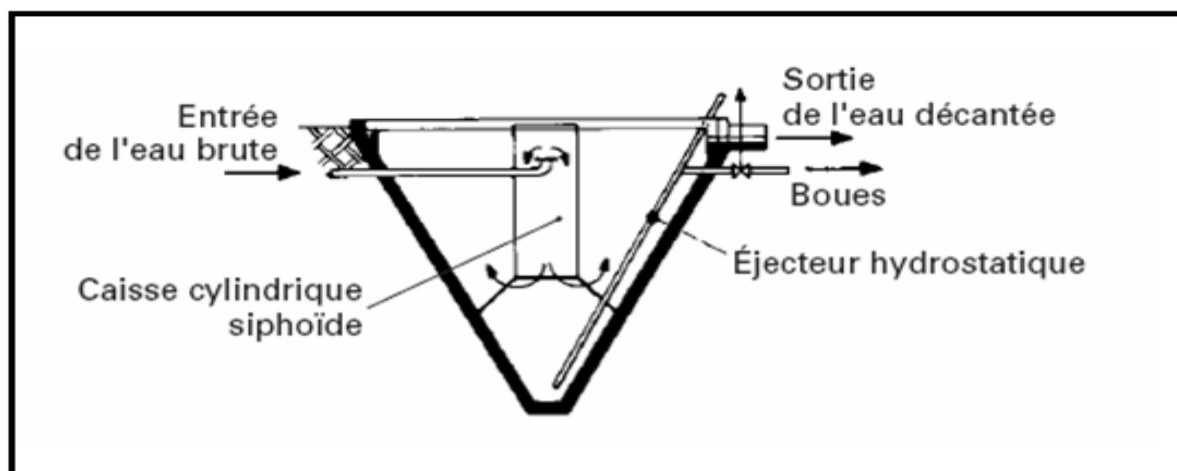


Figure III.5 : Décanteur cylindro-conique statique sans raclage

b) les décanteurs statique à raclage mécanique des boues

➤ 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 serre de raclettes. Il comprend un fut central creux où arrive l'eau brute d'où elle est répartie généralement par une cloison siphonoïde 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 écumeoire 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. [18]

Un décanteur circulaire à raclage mécanique est représenté sur la figure III.6.

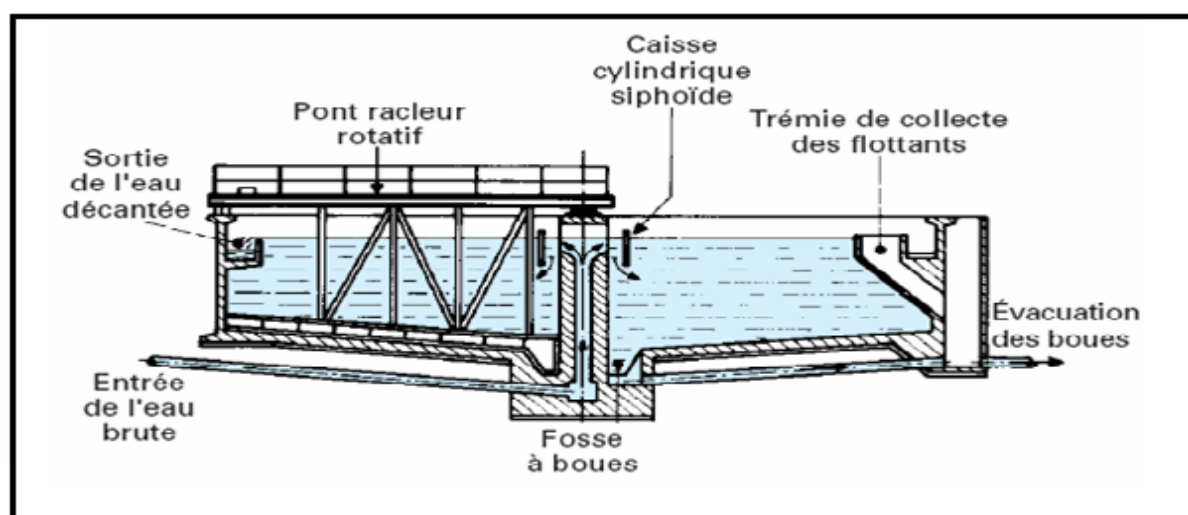


Figure III.6: décanteur circulaire à raclage mécanique

➤ Décanteurs longitudinaux rectangulaires

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage :

- les décanteurs à pont racleur
- les décanteurs à chaînes.

Les ponts racleur 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. [4]

Un décanteur rectangulaire avec raclage est représenté sur la figure qui suit :

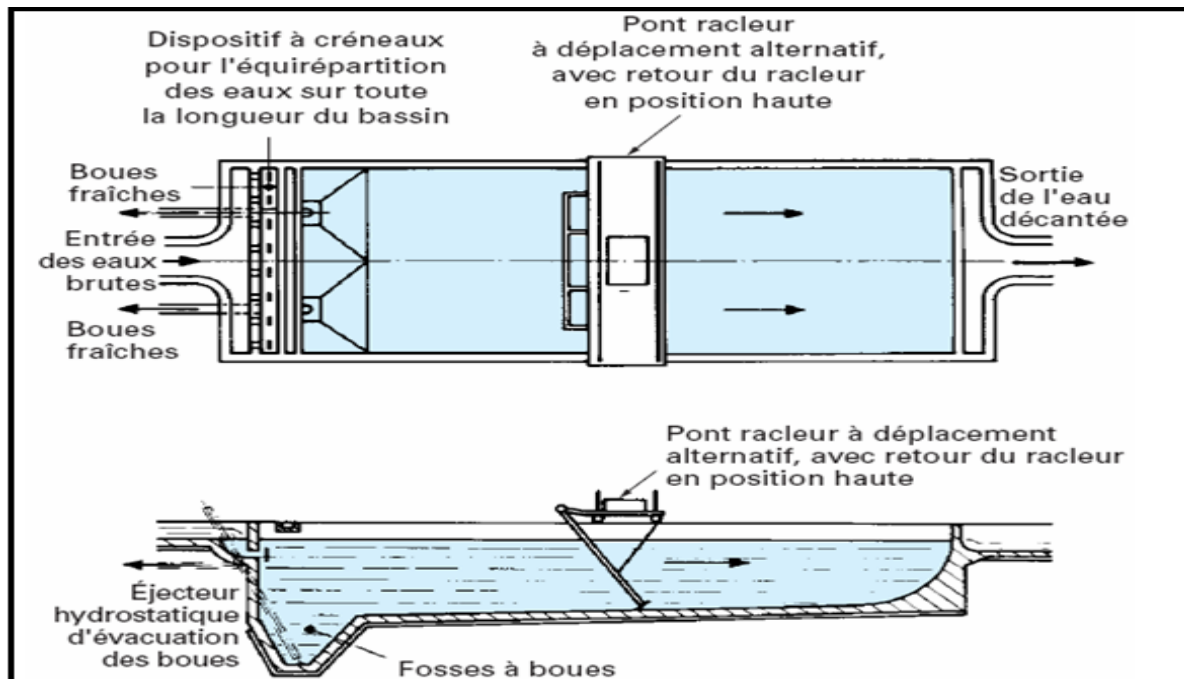


Figure III.7 : Décanteur longitudinal à pont racleur

III.2.2. Coagulation-floculation

Les procédés de coagulation et de floculation facilitent l'élimination des MES et des colloïdes en les rassemblant sous forme de floc dont la séparation est ensuite effectuée par des systèmes de décantation, flottation et/ou filtration. [12]

-La **coagulation** est la déstabilisation de particules colloïdales par addition d'un réactif chimique appelé coagulant. [13]

-La **Floculation** est l'agglomération de particules déstabilisées en microfloc et ensuite en flocons plus volumineux que l'on appelle flocons. On peut rajouter un autre réactif appelé floculant ou adjuvant de floculation pour faciliter la formation de flocons. Polymères organiques (silice activée) et polymères naturels (starches, algues) sont les premiers à avoir été utilisés. Mais l'utilisation de d'adjuvants de floculation synthétiques permet de minimiser la production de boues. Si l'on combine ces adjuvants de floculation avec des techniques de séparations modernes, on peut produire des boues denses qui seront directement traitées dans des unités de déshydratation. [13]

III.3. traitements biologiques (traitement secondaire)

Appelé aussi traitement secondaire, c'est une technique de réduction biologique de la matière organique restant dans le flux liquide après élimination de 40% à 60 % des solides en Suspension et de 20% à 40 % de la DBO5 par les procédés physiques du traitement primaire. Le traitement secondaire est en fait une technique qui exploite et accélère le processus naturel d'élimination des déchets. En présence d'oxygène, les bactéries aérobies transforment la matière organique en composés stables, tels que le dioxyde de carbone, l'eau, les nitrates et les phosphates.

Ils permettent de faire passer les éléments présents sous forme soluble ou colloïdales en éléments floculables et de constituer des agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide.

La production de nouveaux matériaux organiques est le résultat indirect du traitement biologique, et cette matière doit être éliminée avant que les eaux usées ne parviennent dans le milieu collecteur. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses.

La dégradation biologique s'accomplit en deux phases presque simultanées :

- *Une phase d'adsorption*, très rapide, au cours de laquelle les substances organiques s'adsorbent sur la membrane extérieure des cellules
- *Une phase d'oxydation*, plus lente, au cours de laquelle a lieu l'oxydation des matières en produits de décomposition tels que CO₂ et H₂O. [14]

-Classification des procédés d'épuration biologique

On distingue deux principaux types de procédés biologiques:

- Les procédés extensifs ou naturels ;
- Les procédés intensifs ou artificiels.

III.3.1. Les procédés extensifs ou naturels

Les procédés extensifs correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration en organisme épurateur est faible. Elles comportent normalement pas de recyclage de liqueur bactérienne sauf dans certains cas ou une recirculation d'un complexe algo-bactérien est utilisée. On peut distinguer les techniques à culture libre (lagunage) et les techniques à culture fixées (épuration par le sol). Elles mettent en jeu des phénomènes d'autoépuration naturelle complexe dépendant des conditions climatiques et dont les équilibres ne sont pas toujours aisément maîtrisables. [12]

III.3.1.1. les cultures fixes sur support fin

Les procédés d'épuration à cultures fixées sur support fin consistent à faire ruisseler l'eau à traiter sur plusieurs massifs indépendants. Les deux principaux mécanismes sont :

-**Filtration superficielle** : les matières en suspension (MES) sont arrêtées à la surface du massif filtrant et, avec elles, une partie de la pollution organique (DCO particulaire).

-**Oxydation** : le milieu granulaire constitue un réacteur biologique, un support de grande surface spécifique, sur lequel se fixent et se développent les bactéries aérobies responsables de l'oxydation de la pollution dissoute (DCO dissoute, azote organique et ammoniacal).

L'aération est assurée par :

-Une convection à partir du déplacement des lames d'eau.

-Une diffusion de l'oxygène depuis la surface des filtres et les cheminées d'aération, vers l'espace poreux. [14]

A partir de ces mécanismes et de principe d'aération on distingue :

a) l'infiltration percolation sur sable [14]

L'infiltration-percolation d'eaux usées est un procédé d'épuration par filtration biologique aérobie sur un milieu granulaire fin. L'eau est successivement distribuée sur plusieurs unités d'infiltration. Les charges hydrauliques sont de plusieurs centaines de litres par mètre carré de massif filtrant et par jour. L'eau à traiter est uniformément répartie à la surface du filtre qui n'est pas recouvert. La plage de distribution des eaux est maintenue à l'air libre et visible. Le principe de fonctionnement de cette culture peut être résumé par les figures (III.8, III.9, III.10) suivantes :

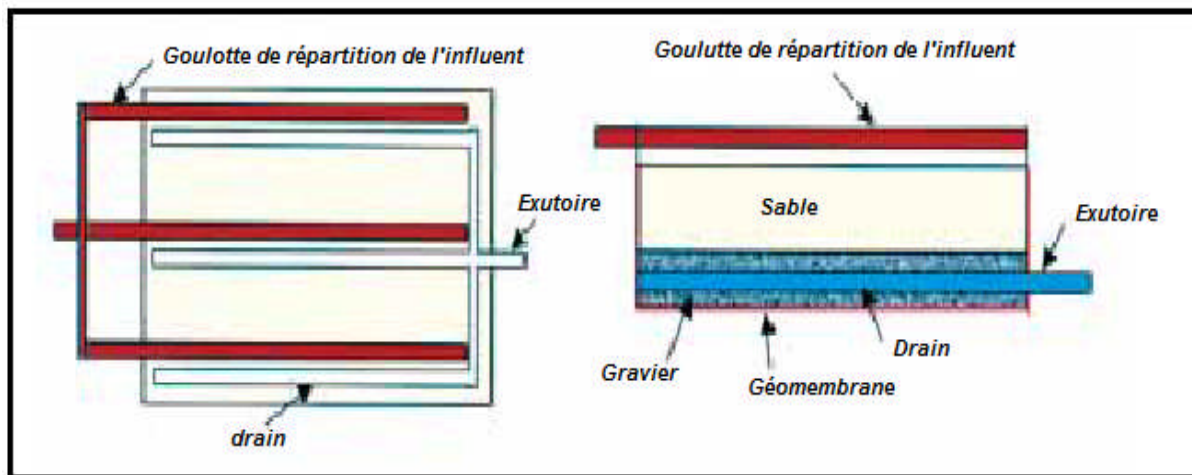


Figure III.8 : Infiltration percolation étanchée et drainée

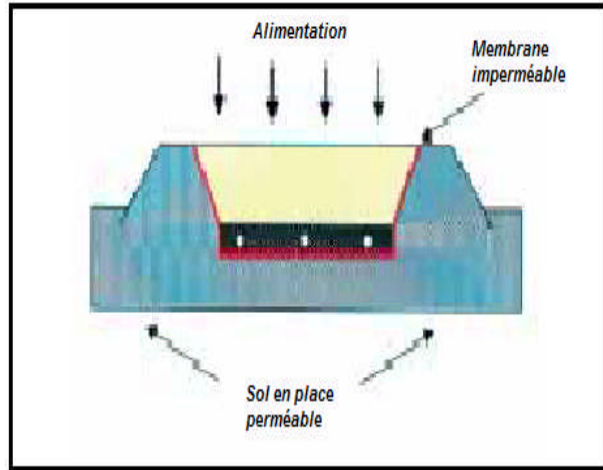
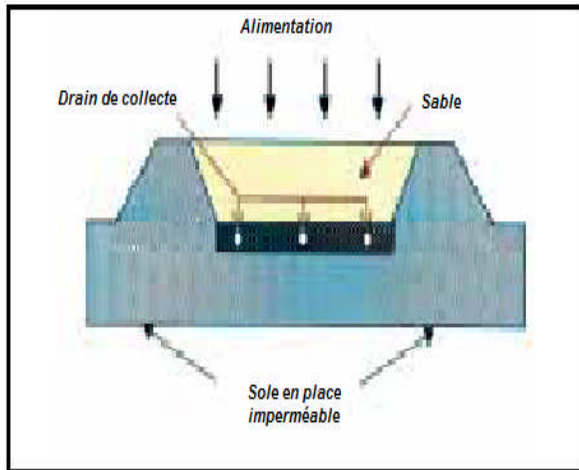


Figure III.9 : système drainé sur sol en place imperméable

Figure III.10 : système drainé avec un massif drainant étanché par une membrane Imperméable

b) les filtres plantés à écoulement vertical

Les filtres sont des excavations, étanchées du sol, remplies de couches successives de gravier ou de sable de granulométrie variable selon la qualité des eaux usées à traiter. Contrairement à l'infiltration-percolation précédemment évoquée, l'influent brut est réparti directement, sans décantation préalable, à la surface du filtre. Il s'écoule en son sein en subissant un traitement physique (filtration), chimique (adsorption, complexation...) et biologique (biomasse fixée sur support fin). Les eaux épurées sont drainées. Les filtres sont alimentés en eaux usées brutes par bâchées. Pour un même étage, la surface de filtration est séparée en plusieurs unités permettant d'instaurer des périodes d'alimentation et de repos. Le principe épuratoire repose sur le développement d'une biomasse aérobie fixée sur un sol reconstitué. Filière se composent :

- d'un dégrillage.
- d'un premier étage de filtres verticaux.
- d'un second étage de filtres verticaux. [14]

La figure III.11 représente une coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical.

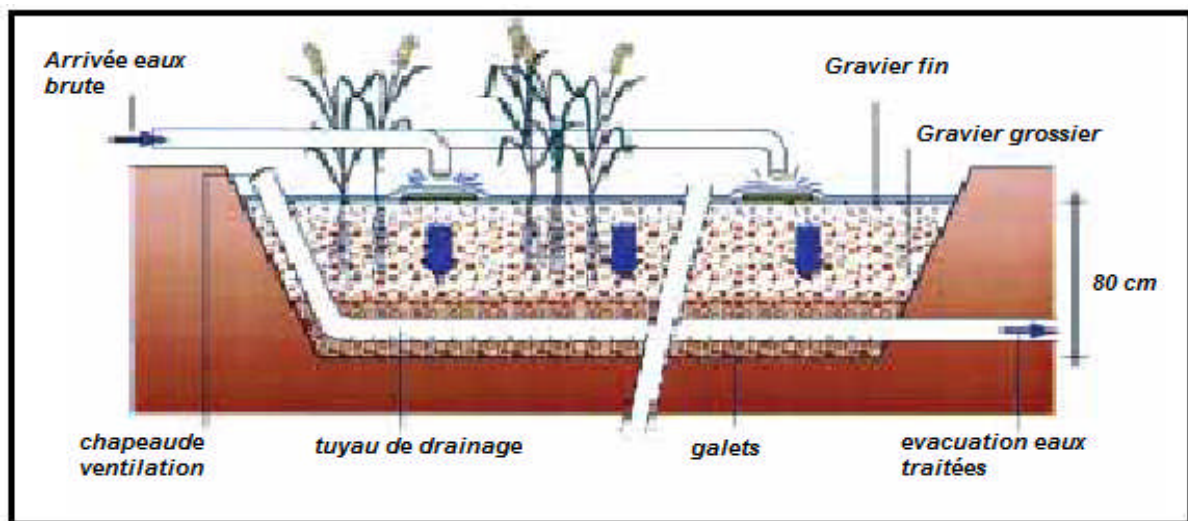


Figure III.11 : Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical.

c) Les filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal

Dans les filtres à écoulement horizontal, le massif filtrant est quasi-totalement 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 ensuite 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. La figure : III.12 représente une coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal. [14]

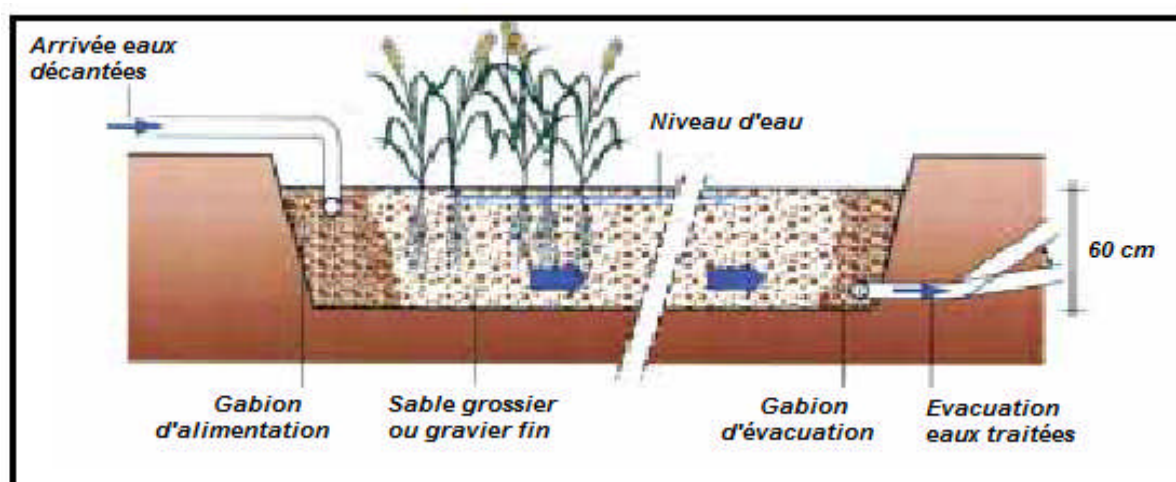


Figure III.12 : Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal.

III.3.1.2. Cultures libres

Le processus d'épuration par "cultures libres" repose sur le développement d'une culture bactérienne, L'oxygène provient de diverses sources selon les filières. La culture bactérienne est ensuite séparée de l'eau traitée par mécanisme de sédimentation dans un ouvrage, le plus souvent, spécifique (clarificateur, lagune de décantation...). [14]

a) lagunage

➤ Le lagunage naturel

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3 (figure III.13). Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée. [14]

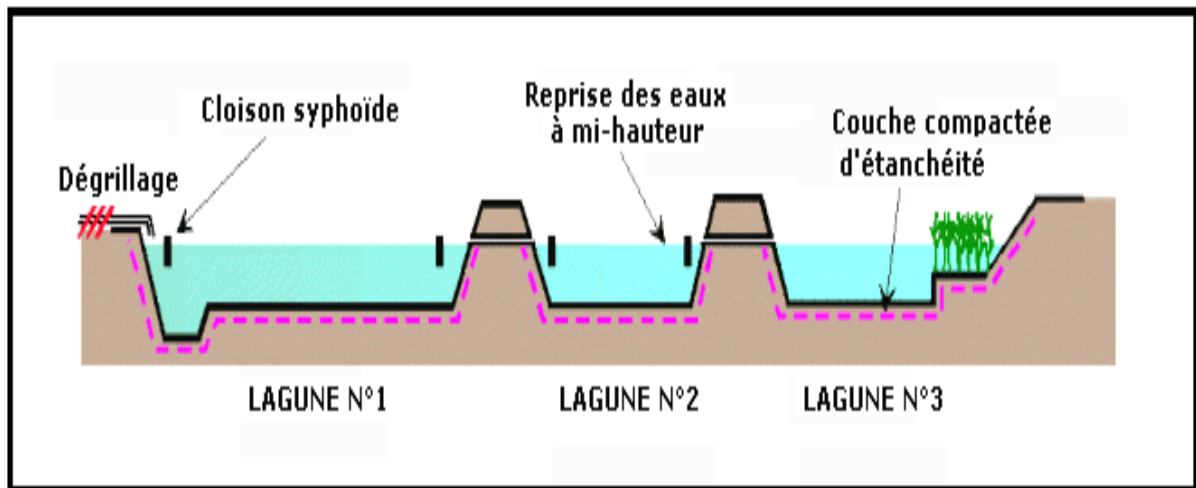


Figure III.13 : lagunage naturel

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. Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et 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. [14]

Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel sont indiqués sur la figure III.14.

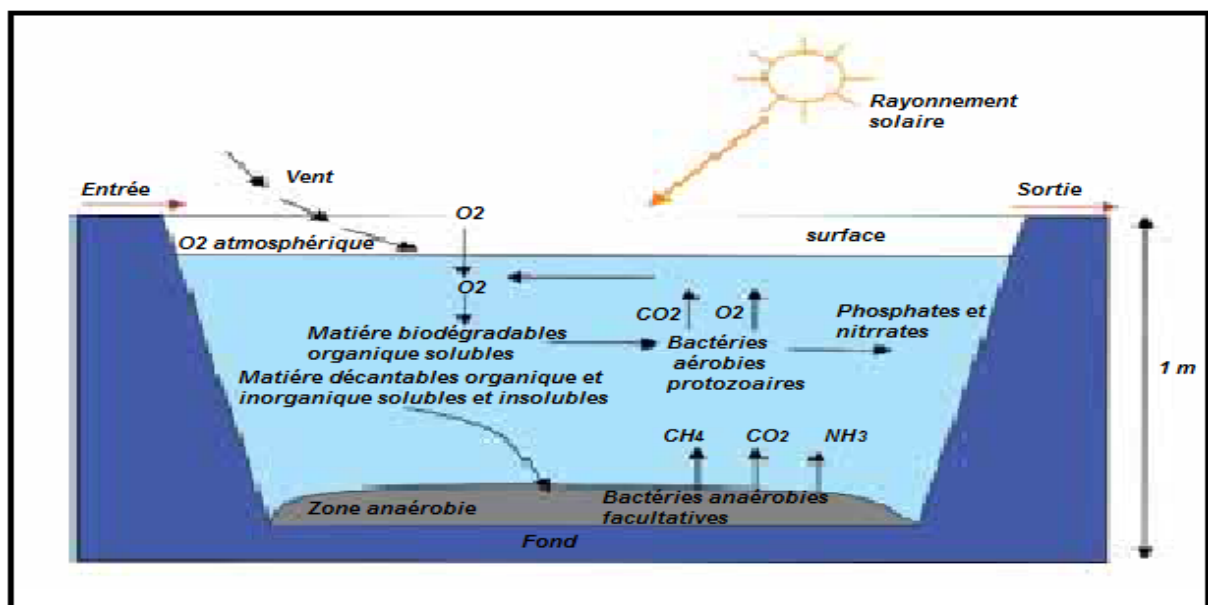


Figure III.14 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel.

➤ **différents types de lagunage**

Une station d'épuration par lagunage est en générale précédée d'un prétraitement mécanique ou d'un traitement complet de type boues activées (on parle alors lagunage tertiaire).une filière de lagunage se compose d'une succession de bassins ou l'on privilégie un type d'écosystème épuratoire spécifique. [12]

- Lagunage anaérobie

En lagunage anaérobie, la pollution décantable forme des boues qui sont peu à peu digérées par voie anaérobie (minéralisation de la matière organique et dégagement de CO_2 , CH_4 et H_2S).Il est utilisé en traitement primaire pour éliminer la partie organique décantable des effluents.

De fait des processus de fermentation anaérobie mis en jeu, ce procédé n'est applicable que pour des effluents relativement concentrés (domestiques et industriels) et n'est efficace qu'à partir d'une température de 15° et optimale au-delà 25°C . [12]

-lagunage facultatif

Cette appellation tient au fait ces lagunes placées en étage primaire ou secondaire font appel a des processus épuratoire aérobie dans le frange liquide et a des processus anaérobie au voisinage du fond ou les boues sédimentent.ces deux zones coexistent avec des importances relatives suivant l'apport de pollution.

Les charges organiques appliquées sont telles que l'épuration des effluents est réalisée essentiellement par des bactéries aérobies. L'apport en oxygène nécessaire est assurée essentiellement par la photosynthèse des algues, en l'occurrence des microphytes, et secondairement par les échange air/eau à la surface dépendant des vents. On parle également de lagunage a microphytes car on privilège le développement des microalgues. [12]

-lagunage de maturation

Ces lagunes sont également des lagunes a microphytes dont le fonctionnement est proche des lagunes facultatives mais ou les conditions sont essentiellement aérobie compte tenu des faibles charges organique appliquées a ce niveau de traitement. [12]

-lagunage a macrophytes

Cette fois, l'écosystème comprend des macrophytes ou végétaux macroscopique qui comprennent des forme libres (ex : lentilles d'eau, jacinthes d'eau, laitues d'eau...) ou fixées (ex : roseaux).

Utilisée en traitement secondaire ou tertiaire sur des effluents faiblement concentrés, l'efficacité de ces lagunes n'est pas vraiment démontrée. Cette technique nécessaire en effet d'exporter régulièrement la biomasse produite, opération relativement lourde. [12]

-lagunage aéré

Version intensive du lagunage, nécessitant une emprise nettement moindre que le lagunage nature, le lagunage aéré consiste à intensifier l'activité aérobie par un brassage et une aération artificielle par des aérateurs mécanique flottants ou fixes ou une insufflation d'air. Les équilibres biologiques sont voisins de ceux du procédé classique par boues activées. Mais en l'absence de recirculation de biomasse dans le système, la concentration en micro-organismes est faible et la décantation lente. la figure III.15 représente le schéma de principe d'un lagunage aéré. [12]

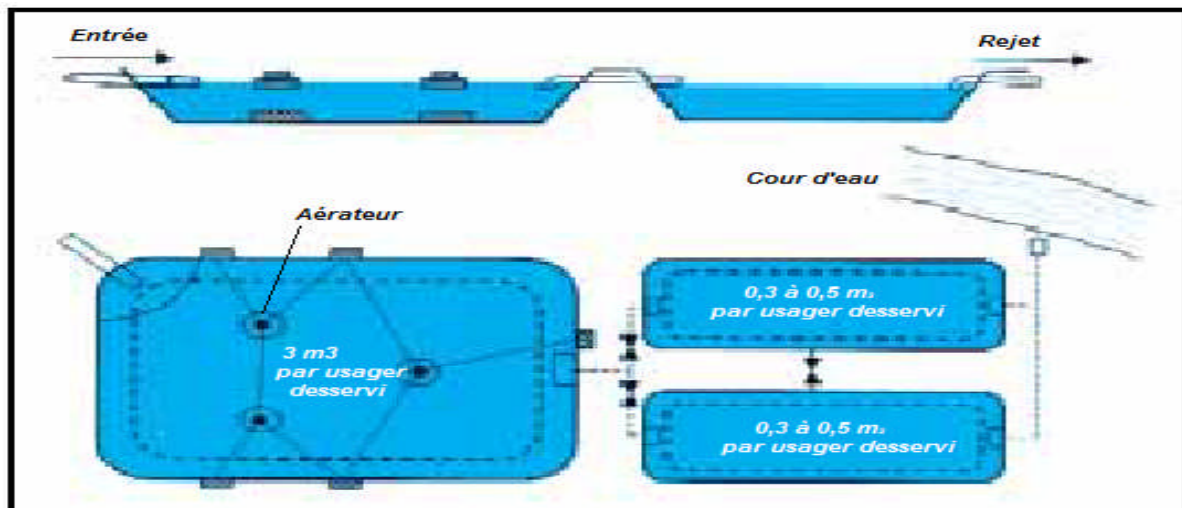


Figure III.15 : Schéma de principe d'un lagunage aéré

III.3.1.3. Résumé des différentes filières

Les techniques d'épuration répondant à la terminologie des "filières extensives" sont sommairement résumées dans le tableau III.1 ci-dessous qui fait apparaître pour certaines, la nécessité d'un traitement primaire amont et pour d'autres, l'usage exclusif en traitement de finition (ou tertiaire). [14]

Tableau III.1 : les techniques d'épuration extensives

Filière	Traitement primaire	Traitement secondaire	Traitement tertiaire
Infiltration	Décanteur digesteur	Infiltration- percolation	
Filtres plantés à écoulement vertical	Nécessaire (des filtres plantés à écoulement vertical peuvent être utilisé pour assurer ce traitement primaire)	Filtres plantés à écoulement vertical (1 ^{er} étage)	Filtres plantés à écoulement vertical (2 ^{ème} étage)
Filtres plantés à écoulement horizontale	Décanteur digesteur	Filtres plantés à écoulement horizontal	
Lagunage naturel	1 ^{er} bassin de lagunage	2 ^{ème} bassin de lagunage	3 ^{ème} bassin de lagunage
Lagunage a macrophytes	Déconseillé	Déconseillé	Un ou plusieurs bassins
Lagunage aéré	Lagune aérée + lagunage de décantation		Lagune de finition
Systèmes mixtes Par exemple...	1 ^{er} bassin de lagunage, 2 ^{ème} bassin de lagunage		Infiltration-percolation
	Lagunage aéré + lagunage de décantation		Infiltration-percolation
	Filtres plantés à écoulement vertical + filtres plantés à écoulement horizontal		

III.3.1.4. Récapitulatif des avantages et inconvénients

Les avantages et inconvénients des techniques d'épuration à **cultures fixes sur support fin** sont représentés dans le tableau III.2. [14]

Tableau III.2 : récapitulatif des Avantages et inconvénients des cultures fixes sur support fin

Procédés	Avantages	Inconvénients
l'infiltration percolation sur sable	<ul style="list-style-type: none"> - Excellents résultats sur la DBO5, la DCO, les MES ; - 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 (d'où l'importance de l'emploi d'un sable "lavé" et de bonne granulométrie) ; - nécessité d'avoir à disposition de grandes quantités de sable, ce qui peut engendrer des investissements importants s'il n'y en a pas de disponible à proximité; - adaptation limitée aux surcharges hydrauliques.
les 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 ; - Possibilité de traiter des eaux usées domestiques brutes ; -Gestion réduite au minimum des boues ; - 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 EqH reste très délicat pour des questions de maîtrise de l'hydraulique et de coût par rapport aux filières classiques. Une conception pour des tailles supérieures ne peut être envisager que sous réserve d'une réflexion poussée concernant l'adaptation des bases de dimensionnement et les conditions à remplir pour s'assurer de la maîtrise de l'hydraulique ; - Risque de présence d'insectes ou de rongeurs.
Les filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal	<ul style="list-style-type: none"> -Faible consommation énergétique : ne nécessite pas une pente importante pour l'écoulement par gravité ; -Aucune nécessité d'une qualification poussée pour l'entretien ; -Bonne réaction aux variations de charge. 	<ul style="list-style-type: none"> -L'emprise au sol est importante ; -Une installation pour des tailles d'environ 4.000 EH ne peut s'envisager que sous réserve d'une réflexion poussée des conditions d'adaptation des bases de dimensionnement et de l'assurance de la maîtrise de l'hydraulique.

Les avantages et inconvénients des techniques d'épuration à **cultures libres** sont représentés Dans le tableau III.3. [14]

Tableau III.3 : récapitulatif Avantages et inconvénients des cultures libres

Procédés	Avantages	Inconvénients
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) ; -Très bonne élimination des germes pathogènes en été, bonne en hiver ; -S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique ; -Pas de construction "en dur", le génie civil reste simple ; -Bonne intégration paysagère; -Absence de nuisance sonore; -Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole. 	<ul style="list-style-type: none"> -Forte emprise au sol ; -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. Ce rejet reste faible en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d'eau, ce qui permet un rendement excellent en flux rejeté ; -Qualité du rejet variable selon les saisons.
lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> -Variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; -Effluents très concentrés ; -Effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées); -Traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables ; -Bonne intégration paysagère ; -Boues stabilisées ; -Curage des boues tout les deux ans. 	<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.3.2. Les procédés intensifs ou artificiel

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs.

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

Trois grands types de procédés sont utilisés :

- les lits bactériens et disques biologiques ;
- les boues activées ;
- les techniques de biofiltration ou filtration biologique accélérée. [14]

III.3.2.1. disques biologiques

Cette technique, appelée rotating biological contactors (RBC) par les Anglo-Saxons, elle consiste une série de disque circulaire faiblement espacées, partiellement immergés (40% généralement) dans l'eau à traiter et tournant autour d'un axe horizontal. De par la rotation, la biomasse qui se développe sur les disques se trouve alternativement en contact avec l'eau à traiter et l'oxygène de l'air. les disques réalisés en polystyrène ou en PVC sont fournis en dimension standard allant jusqu'à 3.5 m de diamètre, 7.5 m de longueur et 9 300 m² de surface unitaire. Ils sont espacés de 2 à 3 cm et leur vitesse de rotation est de 1 à 2 tours par minute. Les disques biologiques nécessitent un prétraitement, décantation primaire ou tamisage fin, ainsi qu'un clarificateur final pour retenir les boues en excès. Figure (III.16, III.17). [12]

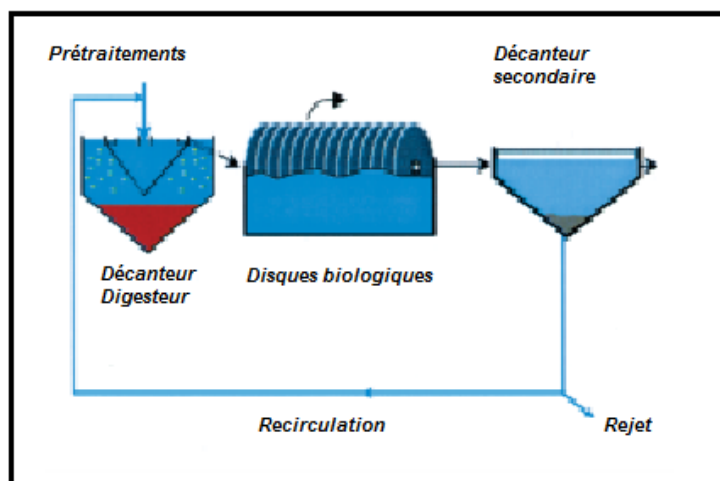


Figure III.16 : Synoptique d'une station d'épuration principe comportant un disque biologique

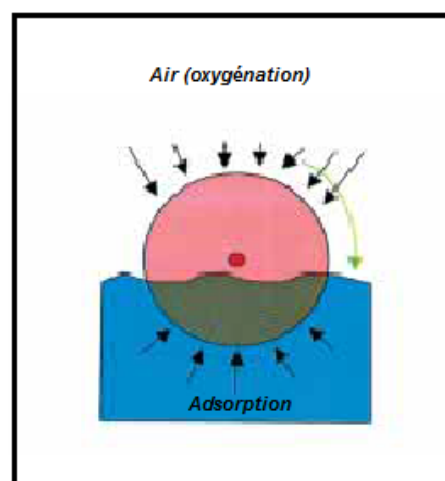


figure III.17 : Schéma de d'un disque biologique

III.3.2.2. lits bactériens

Le mode de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler l'eau à traiter, préalablement décantée primaire, sur une masse de matériaux (naturel ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film épais.

Les micro-organismes fixés éliminent les matières organiques par absorption des constituants solubles et en suspension. L'oxygène nécessaire au métabolisme aérobie est fourni par tirage naturel ou par ventilation forcée. La figure III.18 représente un Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien. [12]

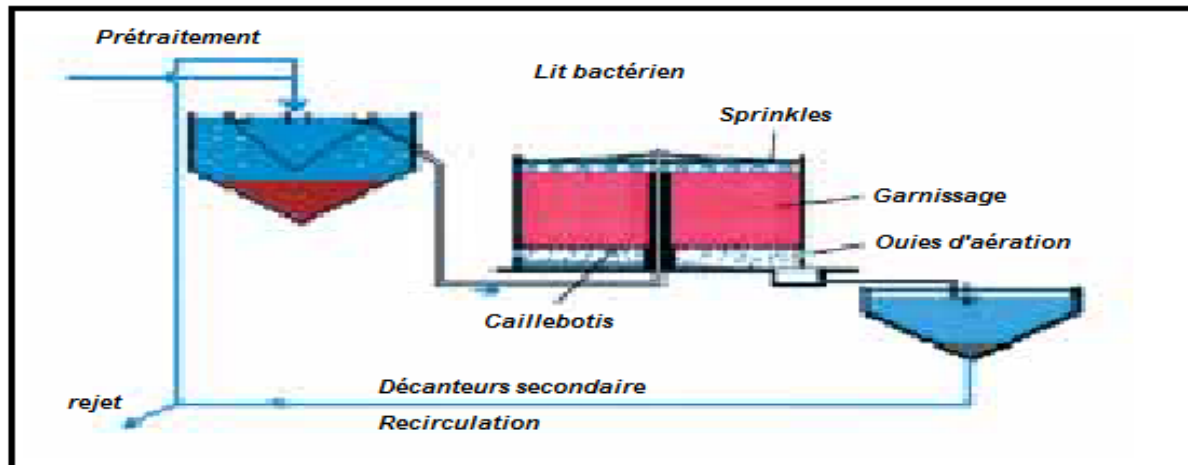


Figure III.18 : synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien

III.3.2.3. boues activées

Les boues actives sont des systèmes qui fonctionnent biologiquement, avec une aération artificielle, comme les lagunes aérées. La différence réside dans la recirculation des organismes actifs (les boues activées) du décanteur secondaire vers le bassin d'aération. Cette circulation a deux conséquences :

- la recirculation des boues activées dans le bassin d'aération peut être augmentée par rapport à une situation sans circulation. une même quantité d'organisme actifs peut donc être contenue dans un plus petit volume (économie d'espace).
- le temps de séjour des organismes actifs le système est plus élevé que le temps de séjour l'eau. Le contrôle de temps de séjours des boues activées permet de maîtriser la capacité nitrifiante des boues et le degré d'oxydation des matières organiques solides. Cette technologie occupe une place très importante dans l'épuration des eaux usées urbaines. C'est un mode épuratoire très répandu (figure III.19). [15]

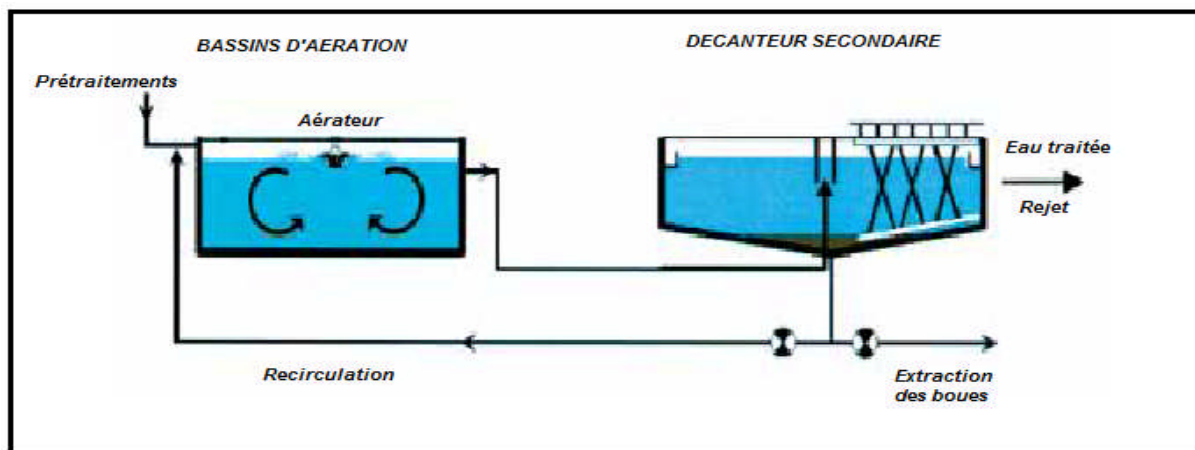


Figure III.19 : Synoptique d'une boue activée - aération prolongée

III.3.2.4. récapitulatif des avantages et inconvénients [14]

Les tableaux III.4 suivants, nous informe sur les avantages et inconvénients des systèmes d'épuration **intensifs** vue précédemment.

Tableau III.4 : Avantages et inconvénients des procédés intensifs :

Procédés	Avantages	Inconvénients
disque biologique, lit bactérien	<ul style="list-style-type: none"> -Faible consommation d'énergie ; -Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique Des boues activées ; -Bonne décantabilité des boues; Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées; -Généralement adaptés pour les petites collectivités; -Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> -Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ; -Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ; -Nécessité de prétraitements efficaces ; -Sensibilité au colmatage ; -Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.
boues activées	<ul style="list-style-type: none"> -Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ; -Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ; -Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ; -Boues (cf. glossaire) légèrement stabilisées ; -Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> -Coûts d'investissement assez importants ; -Consommation énergétique importante ; -Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; -Sensibilité aux surcharges hydrauliques ; -Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser ; -Forte production de boues qu'il faut concentrer.

III.4. 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.

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. [11]

Conclusion

L'objectif de la station d'épuration n'est pas de rendre l'eau potable mais acceptable par la nature.

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.

Chapitre IV :

Etude préliminaire

Introduction

Dans un projet de conception d'une station d'épuration, l'évaluation des débits et des caractéristiques des eaux usées à traiter (les charges polluantes) est indispensable car il s'agit des facteurs de base de dimensionnement des ouvrages d'une station de traitement des eaux usées.

La recherche du site d'implantation doit se faire par l'intermédiaire de différents critères, et aussi la sélection du traitement adapté se fait selon des contraintes.

IV.1. Estimation des charges

IV.1.1. Les charges hydrauliques

IV.1.1.1. Calcul des débits 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 rejets pris égale à 80 % selon la direction des ressources en eau (DRE) de Bejaia. En effet, il est utile de noter que l'eau consommée ne correspond pas en totalité à l'eau produite à cause des fuites sous diverses formes et qui peuvent atteindre 20 à 30% de la production. On peut déterminer le débit moyen journalier des eaux usées rejetées par la population suivant la relation :

$$Q_{\text{moy. j}} = \text{dot} * N * Cr \dots \dots \dots (IV.1)$$

- $Q_{\text{moy. j}}$: débit moyen journalier (m^3/j)
- dot : dotation en eau potable (200 l/hab/j)
- N : nombre d'habitant
- Cr : coefficient de rejet (0,80)

Selon le tableau I.18 : récapitulatif des besoins en eau pour différent horizon (chapitre I : présentation de la ville) ; on a estimé le débit moyen journalier pour les deux horizons, 6910 m^3/j pour 2030 et 8116 m^3/j pour 2045.

Les débits moyens journaliers rejetés sont regroupés dans le tableau IV.1 :

Tableau IV.1 : débit de rejet des eaux usées

Horizon	2015	2030	2045
Coefficient de réduction global	0,80	0,80	0,80
Débit de consommation (m^3/j)	5754	6910	8116
Débit de rejet (m^3/j)	4603	5528	6493

IV.1.1.2. Calcul des eaux usées industrielles

Tableau IV.2: débit de rejet industriel

Nature de l'activité	nombre	Quantité du rejet (m ³ /j)
- Huilerie	22	330
- Entreprises de fabrication de limonade et de boissons.	2	10
- Unité de production jus.	1	0,25
- Unité laiterie	2	130
- Station lavage grisage	10	45,1
- Abattoir	4	25,6
Total	41	540,95

Remarque : les rejets industriels et notamment ceux des huileries (nombre important dans la région), doivent faire l'objet d'une attention particulière de la part des autorités locales et ceci en mettant en vigueur une réglementation stricte et contraignante pour satisfaire les normes de rejet, en adoptant des prétraitements adéquats afin d'optimiser le fonctionnement de la future station d'épuration et par conséquent les rendements épuratoires.

IV.1.1.3. Calcul du débit total rejeté

Le débit total est la somme du débit moyen journalier des eaux usées domestiques et le débit journalier issus de l'industrie. Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 : débit global des eaux usées

Horizon	2015	2030	2045
Débit de rejet urbain (m ³ /j)	4603	5528	6493
Débit de rejet industriel (m ³ /j)	540,95	3414,61	3414,61
Débit des eaux usées global (m ³ /j)	5144	8943	9908

En termes de projection (source PDAU)

-une zone d'activité au niveau de l'agglomération chef lieu d'une superficie de 28,5 ha et un rejet estimé à 2126,3 m³/j.

-une zone d'activité au niveau de l'agglomération secondaire d'Allaghen d'une superficie 10 ha et un rejet de 747,36 m³/j.

Remarque : toutefois la future station d'épuration ne pourra pas prendre en charge les eaux usées émanant des zones d'activité sans traitement préalable propre à chaque unité industrielle.

IV.1.1.4. Calcul de débit de pointe

On distingue les débits suivants :

- Débit de pointe par temps sec [16]

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy.j} \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec : K_p : coefficient de pointe

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier des eaux usées

Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen.

$$Avec : \begin{cases} K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} & \text{si } Q_{moy.j} > 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots(IV.3) \\ K_p = 3 & \text{si } Q_{moy.j} < 2,8 \text{ l/s} \end{cases}$$

- Débit de pointe en temps de pluie

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

$$Q_{ptp} = (3 \div 5) * Q_{pts} \dots\dots\dots(IV.4)$$

Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie (3* Q_{pts}).

Les résultats de calcul des débits moyens et de pointes des eaux usées sont illustrés dans le tableau IV.4 Ci après.

Tableau IV.4: les débits de pointes en temps sec et au temps de pluie pour les différents horizons

Horizon	$Q_{moy.j}$ (l/s)	K_p	Q_{pts} (m ³ /j)	Q_{pts} (l/s)	Q_{ptp} (l/s)	Q_{ptp} (m ³ /j)
2015	60	1,82	9382	109	326	28147
2030	104	1,75	15612	181	542	46835
2045	115	1,73	17174	199	596	51523

IV.1.1.5. capacité de la future STEP :

La capacité de la future station d'épuration de la ville de Tazmalt en terme de débit, sera de 8943 m³/j pour la première phase et 9908 m³/j pour la deuxième phase.

La population équivalente estimée à partir de la formule suivante :

$$EqH = \frac{Qr}{(Dot*80\%)} \dots\dots\dots(IV.5)$$

Avec :

Qr : Débit des eaux usées global

Dot : Dotation pour les deux horizons (200 l/hab/jour)

- Première phase (2030) **55894 EqH**
- deuxième phase (2045) **61925 EqH**

IV.1.2.Evaluation des charges polluantes [16]

IV.1.2.1.La charge moyenne journalière en DBO5

$$L_0 = C_{DBO5} * Q_{moy.j} \dots\dots\dots(IV.6)$$

Avec :

- **L₀**: Charge moyenne journalière en DBO5 (**Kg/j**)
- **C_{DBO5}** : La concentration en DBO5 moyenne (**Kg/m3**) (voir annexe 2)
- **Q_{moy.j}**: Débit moyen journalier en (**m3/j**)

IV.1.2.2.La charge moyenne journalière en MES

$$N_0 = C_{MES} * Q_{moy.j} \dots\dots\dots(IV.7)$$

Avec :

- **N₀**: Charge moyenne journalière en MES. (**Kg/j**)
- **C_{MES}** : La concentration en MES moyenne (**Kg/m3**) (voir annexe 2)
- **Q_{moy.j}** : Débit moyen journalier en (**m3/j**)

Les résultats de calcul des différentes charges polluantes pour les deux horizons sont illustrés dans le tableau IV.5 :

Tableau IV.5 : les charges polluantes

Horizon d'étude		2030	2045
Débit moyen journalier Q _{moy.j}	m ³ /j	8943	9908
Concentrations moyennes des eaux brutes	mg DBO ₅ /l	184,75	
	mg MES/l	192,05	
Charge journalière en DBO ₅	Kg DBO ₅ /j	1652	1830
Charge journalière en MES	Kg MES/j	1717	1903

IV.2.Identification de la zone d'implantation

IV.2.1.Compatibilité du procédé avec le site (contraintes de site) [17]

La compatibilité avec le terrain identifié peut s'effectuer suivant cinq critères principaux :

- **La topographie** : pour une pente supérieure à 5 %, des contraintes rendent certains procédés inadaptés
- **La surface disponible** (définie en m²/EH)
- **L'altitude** : au-delà de 1000 m, certains procédés ne sont pas adaptés ou nécessitent des mesures compensatoires pouvant s'avérer rédhibitoires
- **La nature de sol** : présence d'une roche affeurante par exemple
- **L'hydrogéologie** : présence d'une nappe d'eau affleurante ou en proche sous-sol par exemple

Il convient de vérifier chaque critère par rapport au terrain choisi pour sélectionner les procédés adaptés. A noter que d'autres contraintes peuvent également contraindre à un changement de site :

- Zone inondable ou zone à risque
- Zone protégée
- Périmètre de protection de captage
- Etc...

Ces points hors clé, seront à vérifier systématiquement

IV.2.2. Les sites potentiels pour l'implantation de la future station d'épuration de Tazmalt

Dans notre projet, trois sites potentiels pour l'implantation de la future STEP ont été localisés. Ces derniers sont situés dans le même secteur en aval de l'agglomération et à proximité de l'oued sahel en rive gauche, les 3 sites sont représentés dans l'annexe 3.

Plusieurs éléments favorables permettent de ressortir ce secteur :

- Leur faible convenance agricole (oliveraie)
- Leur relief est plus ou moins plat avec une légère pente vers oued sahel
- Leur proximité des rejets des agglomérations (ACL, AS ALLAGHEN) qui seront raccordés à la future STEP
- Le milieu récepteur (oued sahel, oued Beni Mélikeche) situé à proximité

Les principaux points retenus pour chacun des 3 sites sont les suivants :

Le site n°1 qui se trouve à proximité de l'oued Beni Mélikeche en rive droite (figure IV.1). Il permet d'assurer un raccordement gravitaire des deux rejets (R1 et R2) de l'ACL Tazmalt, pour les trois rejets (R3, R4 et R5) de l'AS Allaghen la collecte nécessiterait la mise en place d'un poste de refoulement. Cette implantation présente un risque d'inondation par l'oued sahel et son affluent oued Beni Mélikeche.

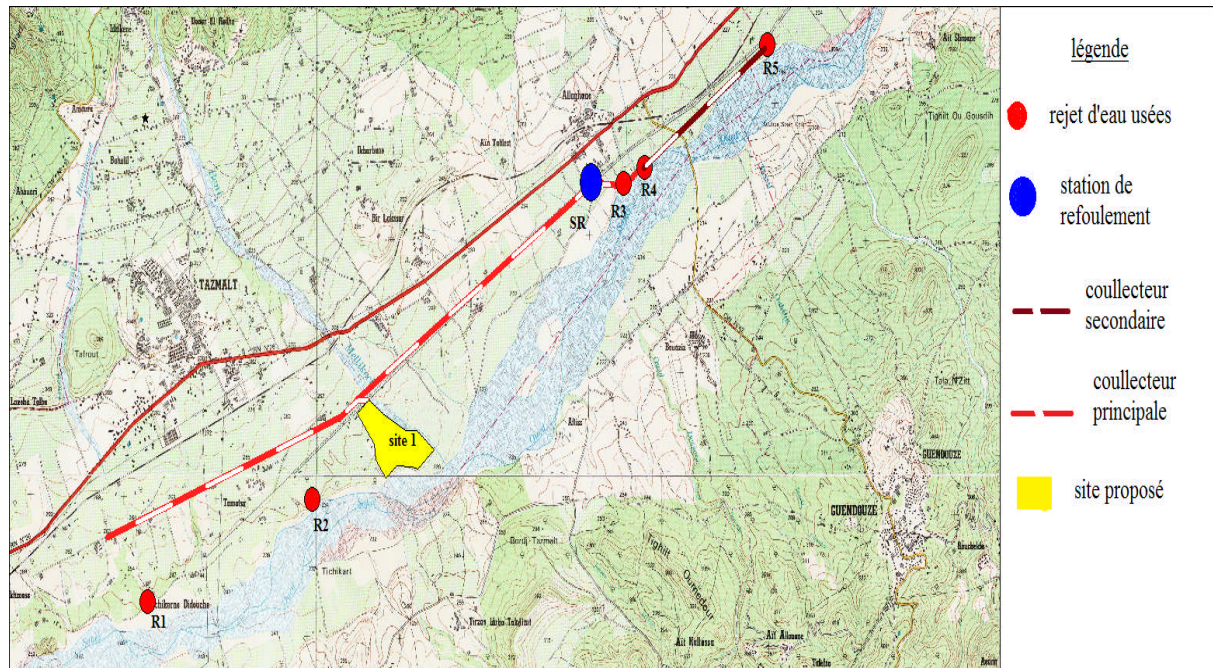


Figure IV.1: vue de site n°1

Le site n°2 qui se trouve à l'aval du site n°1 à proximité de l'oued Beni Mélikeche en rive gauche (figure IV.2). Il permet d'assurer un raccordement gravitaire des deux rejets (R1 et R2) d'ACL Tazmalt. Pour les trois rejets (R3, R4 et R5) de l'AS Allaghen la collecte nécessiterait la mise en place d'un poste de relevage (SR1). Une station de relevage (SR2) est préconisée afin de refouler les usées provenant des deux collecteurs ACLTazmalt et AS Allaghen vers la future STEP vu le relief ne permet pas un acheminement gravitaire.

Cette implantation est plus éloignée de oued sahel donc elle ne présente pas de risque de débordement car son lit se trouve plus bas à environ 30 m par rapport à la future STEP. Le seul cours d'eau qui doit être pris en considération est l'oued Beni Mélikeche.

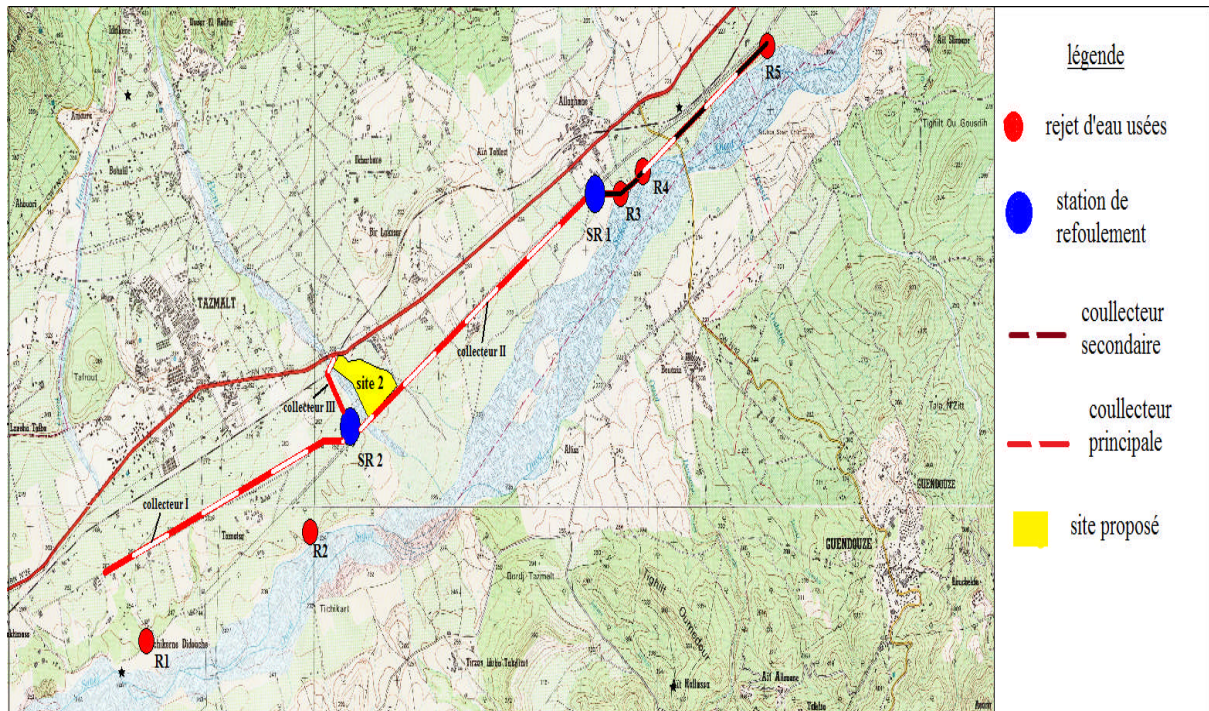


Figure IV.2 : vue de site n°2

Le site n°3 est situé dans la rive gauche de l'oued sahel à environ 2 Km de AS Allaghen. Il est caractérisé par une grande surface (figure IV.3). Il permet d'assurer un raccordement gravitaire des eaux usées provenant des deux rejets (R1 et R2) de l'ACL Tazmalt. Pour les trois rejets (R3, R4 et R5) de l'AS Allaghen la collecte nécessiterait la mise en place d'un poste de refoulement, Cette implantation présente un risque majeur d'inondation par l'oued sahel.

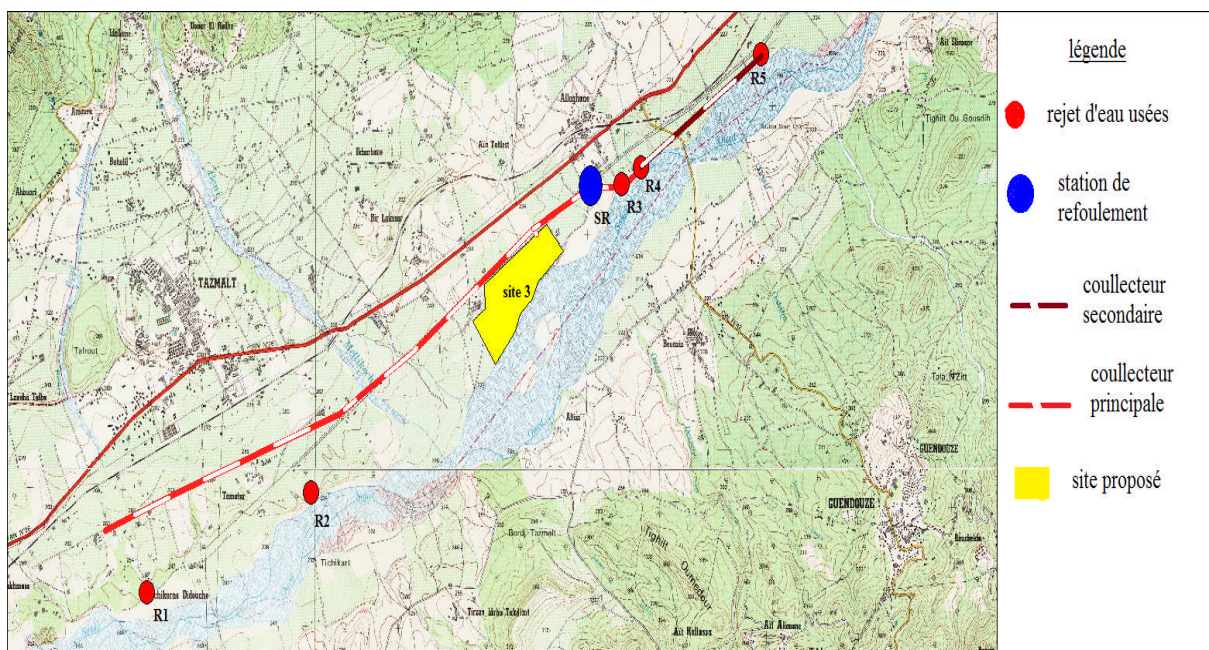


Figure IV.3: vue de site n°3

IV.2.3. Le choix de site

Tableau IV.6 : Caractéristique des sites identifier

	Risque d'inondation	Superficie disponible	Nombre de Collecteurs	Nombre de Station de relevage	Servitude
Site n°1	Très risqué	Impotente	2	1	Bonne
Site n°2	Risqué	Impotente	2	2	Très bonne
Site n°3	Très risqué	Impotente	2	1	Bonne

Par une lecture simple de tableau IV.6, Le **site n°2** semble plus intéressant pour l'implantation de la future station d'épuration. La surface de terrain est d'environ 52000 m² avec un rayon de servitude de 100 m, il se trouve à proximité de l'oued beni mélikeche, par conséquent il faudra impérativement prendre des mesures de protection afin d'éviter tout risque d'inondation.

Le site prévu pour l'implantation de la future station d'épuration est de type pierreux, a faible convenance agricole (olivier). Le relief est plus ou moins plat avec une légère pente vers l'oued Sahel.

Il est limité :

- Au nord par : la RN 26
- Au sud par : l'oued Sahel
- A l'est par : un surplus de terrain
- A l'ouest par : l'oued Beni Meliheche

IV.3. Le choix de procédé d'épuration

Pour assurer l'épuration des eaux résiduaires, il existe de nombreux procédés fiables tels que les boues activées, le lagunage naturel ou le lagunage aéré. Néanmoins, le choix d'un procédé doit prendre en compte :

- La charge hydraulique et polluante des eaux usées à traiter ;
- Des exigences du milieu récepteur ;
- La disponibilité du site d'implantation.

Il existe d'autres contraintes peuvent également contraindre a un changement de procédé :

- Type d'habitat et besoin en eau ;
- Les contraintes climatiques (température, vent, gel...), exemple : la température limite le fonctionnement de nombreux procédés d'épuration ;

- Des contraintes liées au site d'implantation (épaisseur de sol, surface disponible, morphologie (terrain accidenté ou non) et pédologie (terrain rocheux ou meuble) du terrain);
- Les conditions économiques (coût de réalisation et d'exploitation) ;
- Impacts sur le cadre de vie (odeur, bruit, impact visuel) et la santé ;
- La consommation d'énergie électrique.

IV.3.1.Choix préliminaire du procédé d'épuration

IV.3.1.1. La quantité de pollution [18]

La quantité de pollution à traiter qui, le plus souvent, correspond à la taille de la collectivité aura également un impact sur le choix.

La figure 1 fait apparaître trois grands groupes :

- les filières majoritairement réservées au tout petit collectif (filtres enterrés, épandage souterrain et épandage superficiel). Sauf cas particulier, ces filières ne sont pas utilisées pour des collectivités de taille supérieure à 400 EH ;
- les filières communes aux petites et très grosses collectivités (boues activées, lit bactérien, disques biologiques et lagunage aéré). La limite inférieure d'implantation est variable selon les technologies (figure 1) ; par contre, la limite supérieure n'existe pas puisqu'elles sont connues pour traiter des flux polluants supérieurs à 120 kg de DBO₅.j-1 ;
- les filières lagunage naturel, filtres plantés de roseaux, infiltration-percolation et les décanteurs digesteurs s'adaptent principalement à la gamme de taille de population intermédiaire, de l'ordre d'une petite centaine d'habitants jusqu'à 2000-2200 habitants.

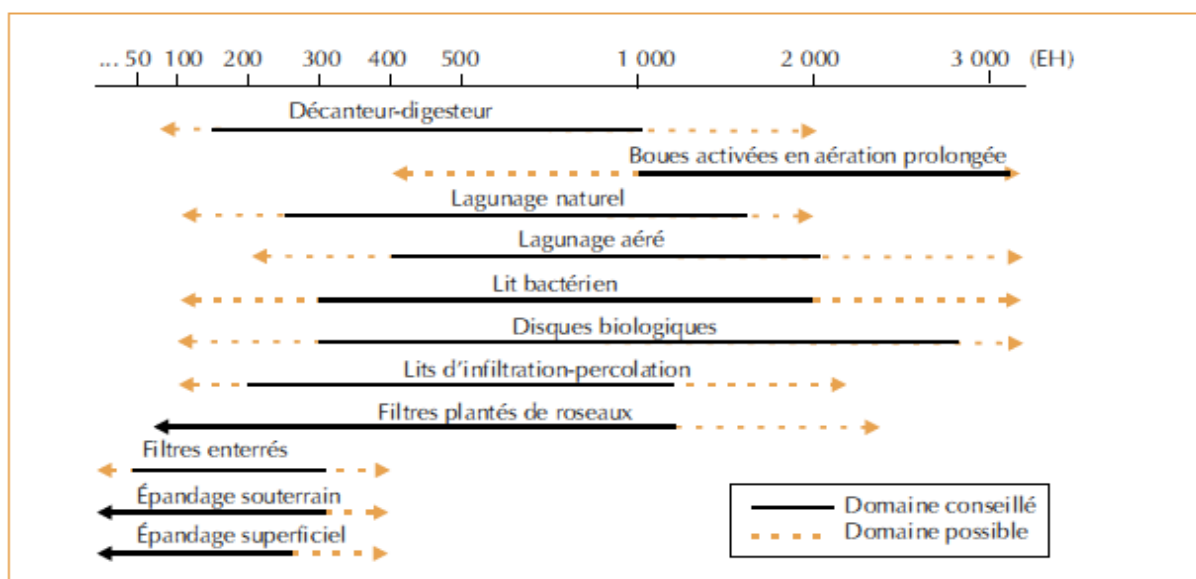


Figure IV.4 : Domaine d'application privilégié.

A partir de ce qui a été explicite auparavant et on appuyant sur la figure IV.4, il parait que seuls les procédés d'épuration type boues activées, lit bactérien, disques biologiques et lagunage aéré donnent satisfaction.

Afin de pouvoir trancher entre les quatre procédés, nous avons rapporté les avantages et les inconvénients de chaque filière (tableau IV.7)

Procédé d'épuration	Avantages	Inconvénients
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 ; -Elimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été) ; -Très bonne élimination des germes pathogènes en été, bonne en hiver ; -S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique ; -Pas de construction "en dur", le génie civil reste simple ; -Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole. 	<ul style="list-style-type: none"> -Forte emprise au sol ; -Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. -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. Ce rejet reste faible en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d'eau, ce qui permet un rendement excellent en flux rejeté ;
lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> -Variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; -Effluents très concentrés ; -Effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées); -Traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables -Curage des boues tout les deux ans. 	<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.
disque biologique, lit bactérien	<ul style="list-style-type: none"> -Faible consommation d'énergie ; -Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées ; -Bonne décantabilité des boues; Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées; -Généralement adaptés pour les petites collectivités; -Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> -Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ; -Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ; -Nécessité de prétraitements efficaces ; -Sensibilité au colmatage ; -Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.
boues activées	<ul style="list-style-type: none"> -Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ; -Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ; -Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ; -Boues légèrement stabilisées ; -Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> -Coûts d'investissement assez importants ; -Consommation énergétique importante ; -Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; -Sensibilité aux surcharges hydrauliques ; -Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser ; -Forte production de boues qu'il faut concentrer.

Tableau IV.7 : avantages et inconvénient

Un lecteur simple de tableau fait ressortir que le procédé d'épuration par boues activées est le mieux adapté surtout par son efficacité dans l'élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO₅) et son adaptation pour toute taille de collectivité (sauf les très petite).

Le procédé à boues activées assure un rendement d'épuration variant de 80% à 95% de la DBO₅ et n'exige pas des surface importante. [5]

IV.3.1.2. Caractéristique du traitement biologique [4]

Les stations d'épuration sont souvent classées selon leurs charges volumique (Cv) et leurs charges massiques (Cm). **La charge volumique** caractérise le fonctionnement d'une installation par boues activées. Elle correspond a la masse de DBO₅, exprimée en kg, éliminée par mètre cube de bassin et par jour. **La charge massique** est également un élément qui caractérise le fonctionnement d'une épuration par boues activées. Elle mesure la masse de pollution exprimée, en masse de DBO₅ par unité de masse de l'élément épurateur, c'est-à-dire la masse de DBO₅ en kg, éliminée journallement par kg de matières volatiles (MVS) contenues dans les boues.

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 IV.8:

➤ Procédé à forte charge

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

➤ Procédé à moyenne charge

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

➤ Procédé à faible charge

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

Tableau IV.8: Avantages et inconvénients des différents procédés

	Avantage	Inconvénients
Forte charge	-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.	Coût d'investissement assez important ; - Consommation énergétique importante ; - La nitrification est incomplète ou difficile; - Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.
Moyenne charge	La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; - Prend un espace moyen dans le terrain ; - Pour toute taille de collectivité.	Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser
Faible charge	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.	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.4. Présentation de la filière d'épuration (boues activées)

Le principe des boues activées réside dans une intensification des processus d'autoépuration que l'on rencontre dans les milieux naturels.

Le procédé (boues activées) consiste à mélanger et agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquides, bactériologiquement très actives. La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des microorganismes épuratoires et de l'effluent à traiter. Ensuite, les phases "eaux épurées" et "boues épuratrices" sont séparées. [5]

Une installation de ce type comprend les étapes suivantes :

- Les traitements préliminaire et, éventuellement, primaire ;
- Le bassin d'activation (ou bassin d'aération) ;
- Le décanteur secondaire avec reprise d'une partie des boues ;
- L'évacuation des eaux traitées après avoir subi un traitement tertiaire (désinfection) ;
- Les digesteurs des boues en excès provenant des décanteurs.

Dans notre cas, la station d'épuration par boue activées comprend successivement (Figure IV.2) :

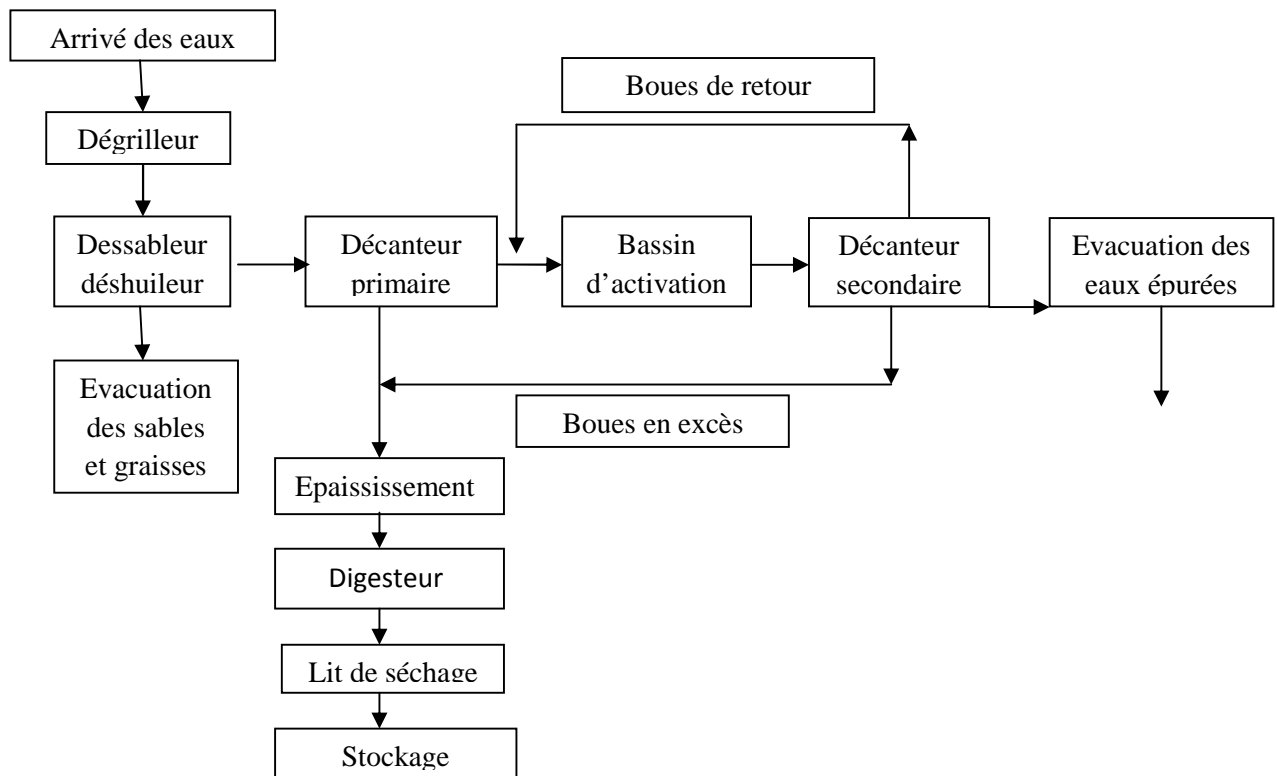


Figure IV.5 : la chaîne de traitement d'une station par boues activées.

IV.5. Dimensionnement de collecteur d'amenée vers la future step

Le transport des eaux usées provenant des différents usages vers la future STEP est assuré par des ouvrages spéciaux appelés collecteurs d'amenées. Ces derniers, constituent des conduites et des regards.

Le collecteur d'amenée comprend trois collecteurs principaux :

-collecteur N°1 : achemine les eaux usées provenant des rejets (R1, R2) de l'agglomération du chef-lieu de Tazmalt. Ce collecteur est favorisé par l'état de relief qui offre un écoulement gravitaire (voir annexe 4).

Caractéristiques du collecteur N°1 :

- Côte de départ : 263,57 m, numéro du regard : Re57 (annexe 5) ;
- Côte d'arrivé : 252,5 m, numéro du regard : Re97 (annexe 5) ;
- Longueur du tronçon : 2759,28 m.

-collecteur N°2 : achemine les eaux usées provenant des trois rejets (R3, R4 et R5) de l'AS Allaghen. La collecte de ces eaux nécessiterait la mise en place d'un poste de refoulement (SR1) (voir annexe 4).

Caractéristiques du collecteur N°2 :

- Côte de départ : 222,06 m, numéro du regard : Re1 (annexe 5) ;
- Côte d'arrivé : 252,5 m, numéro du regard : Re44 (annexe 5) ;
- Longueur du tronçon : 3010,3 m.

-collecteur N°3: Une station de pompage (SR2) est préconisée afin de refouler les usées provenant des deux collecteurs N°1 et N°2 vers la future STEP vu le relief ne permet pas un acheminement gravitaire (annexe 4).

Le collecteur N°3 comprend deux parties :

- 1- Partie refoulement (collecteur N°3-1) :
 - Côte de départ : 252,5 m, numéro du regard : Re44 (annexe 5) ;
 - Côte d'arrivé : 264,8 m, numéro du regard : Re52 (annexe 5) ;
 - Longueur du tronçon : 560 m.
- 2- Partie gravitaire (collecteur N°3-2) :
 - Côte de départ : 265 m, numéro du regard : Re53 (annexe 5) ;
 - Côte d'arrivé : 255,19 m, numéro du regard : Re60 (annexe 5) ;
 - Longueur du tronçon : 410,09 m.

Avec : Re : regard

L'annexe 5 représente le profil en long de collecteur prévu pour l'acheminement des eaux usées vers la future STEP.

IV.5.1.calcul hydraulique

Le calcul hydraulique a pour but de déterminer les caractéristiques dimensionnelles des collecteurs.

Le tableau ci-après représente la répartition de débit de pointe à temps sec acheminé vers la future STEP par les collecteurs d'amenées.

Tableau IV.9 : répartition des débits

Collecteur	Qeu dom m ³ /j	Qeu ind m ³ /j	Qeu équi m ³ /j	Total m ³ /j
N°1 A.C.L	8608,3	3678,34	700	12986,64
N°2 A.S	6321,1	1403,52	598	2624,62
N°3 (Total)	9231,1	5081,86	1298	15612

Avec :

- Qeu dom : débit de pointe en temps sec des eaux usées domestiques (m³/j) ;
- Qeu ind : débit de pointe en temps sec des eaux usées industrielles (m³/j) ;
- Qeu équi : débit de pointe en temps sec des eaux usées d'équipements (m³/j).

IV.5.2.Détermination du diamètre de collecteur

IV.5.2.1.Partie gravitaire

A- Diamètre du Collecteur N°1

Application du théorème de Bernoulli entre Re57 et Re 97

$$P1/W + V1^2/2g + Z1 = P2/W + V2^2/2g + Z2 + \Delta Ht \dots\dots\dots(IV.8)$$

Avec :

- P1/W et P2/W : énergies de pression dans les sections (Re57) et (Re97).
- V1/2g et V2/2g : énergies cinétiques en (Re57) et (Re97).
- Z1 et Z2 : cotes des points (Re57) et (Re97).
- ΔHt : pertes de charges dans le tronçon (57-97).

$P1/W = P2/W$; $V1/2g = V2/2g$, donc les énergies cinétiques et énergies de pression peuvent être éliminées.

Donc IV.8 devient :

$$\Delta Z = \Delta Ht \dots\dots\dots(IV.9)$$

D'où :

- Δz : hauteur géométrique. $\Delta z = Z1 - Z2$;
- ΔHt : Les pertes de charge totale. $\Delta Ht = \Delta Hl + \Delta Hs$;
- ΔHl : Les pertes de charges linéaires ;
- ΔHs : Les pertes de charges singulières (10% ΔHl).

Pour le calcul des pertes de charge linéaires, on utilise la formule de HazenWilliams:

$$\Delta Hl = 10,654 * \left(\frac{Q}{CHw}\right)^{1,8518} * \frac{L}{D^{4,87}} \dots\dots\dots(IV.10)$$

Avec :

- Q : débit de pointe en temps sec (m³/s) ;
- L : longueur de tronçon
- CHw : coefficient de rugosité de hazen williams, CHw= 150 (PVC)
- D : diamètre de la conduite (m)

Donc l'équation (IV.9) devient : $\Delta z = 1,1 * 10,654 * \left(\frac{Q}{CHw}\right)^{1,8518} * \frac{L}{D^{4,87}}$

D'après la formule (IV.9) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[4,87]{1,1 * 10,654 * \left(\frac{Q}{CHw}\right)^{1,8518} * \frac{L}{\Delta z}} \dots\dots\dots (IV.11)$$

B- Condition d'autocurage

Cette vitesse permet la vérification des conditions d'entraînement des matières en suspension dans les eaux usées, et éviter ainsi la formation des dépôts pouvant engendrer à la longueur, un colmatage de conduite.

La vitesse minimal Vmin = 0,7..... m/s. [19]

La vitesse maximal Vmax = 3 m/s. [19]

On suit les mêmes étapes pour calculer le diamètre du collecteur N3-2.

Les résultats de calcul de diamètre de collecteur N1 et N3-2 est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : résultat de calcul du diamètre

Collecteur	Débit d'arrivée (m ³ /s)	L (m)	CHw	Z1(m)	Z2(m)	D _{cal} (mm)	V (m/s)	D _n (mm)	E (mm)
collecteur N1	0,150	2759,28	150	263.57	252.5	373	1,17	400	10,5
collecteur N3-2	0,181	410,09	150	265	255.19	277	1,13	315	8,3

Avec :

- D_{cal} : diamètre calculé (mm) ;
- V : vitesse d'décollement (m/s) ;
- E : épaisseur de la conduite (mm) ;
- D_n : diamètre nominal (mm).

IV.5.2.2. Partie refoulement

Pour la partie à refoulement, il y a lieu de mettre en place une station de relevage afin de refouler le débit vers la future station d'épuration.

Le collecteur d'amenée comprend deux stations de pompage, une pour refouler les eaux usées recueillies de la AS Allghen vers la deuxième station qui sert à refouler l'ensemble des débits collectés des deux collecteurs N1 et N2 vers la future STEP.

A- Calcul de diamètre de refoulement

Pour le calcul du diamètre de la conduite de refoulement, on utilise la formule de BONIN :

$$D_{\text{éco}} = \sqrt[3]{Q} \dots\dots\dots (IV.12)$$

Q : débit de refoulement (m³/s)

Déco : diamètre de la conduite (m)

Les résultats de calcul est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : résultat de calcul du diamètre de refoulement

Station de relevage	Débit d'arrivée (m ³ /s)	Longueur du tronçon (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
Collecteur N2	0,030	3010,3	174	1,13
Collecteur N3-1	0,181	560	425	1,13

B- Détermination des pertes de charge

1- Les pertes de charge linéaires Δhl

Les pertes de charges linéaires sont calculées à partir de la formule de hazen williams :

$$\Delta hl = 10,654 * \left(\frac{Q}{CHW}\right)^{1,8518} * \frac{L}{D^{4,87}}$$

2- Les pertes de charge singulières Δhs

Les pertes de charge singulières sont estimées à partir des pertes de charge linéaire; elles sont estimées à 10% de ces dernières.

$$\Delta hs = 0,10 * \Delta hl$$

3- Les pertes de charge totales

Les pertes de charge totales sont égales à la somme des pertes de charge linéaires et singulières

$$\Delta ht = \Delta hs + \Delta hl$$

Calcul de la hauteur manométrique (Hmt)

$$H_{mt} = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (IV.11)$$

Avec : H_g la hauteur géométrique

$$H_g = \text{côte d'arrivé} - \text{côte de départ}$$

Les résultats de calcul est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : caractéristique des conduites de refoulement

Pompe	Débit (m ³ /s)	D (mm)	L(m)	Hg(m)	Δh_l (m)	Δh_s (m)	Δh_t (m)	Hmt(m)
SR2	0,181	425	560	12,5	1,51	0,15	1,66	14,16
SR1	0,030	174	3010,3	30,44	22,98	2,30	25,28	55,72

La courbe caractéristique de la conduite est représentée dans les figures ci-dessous :

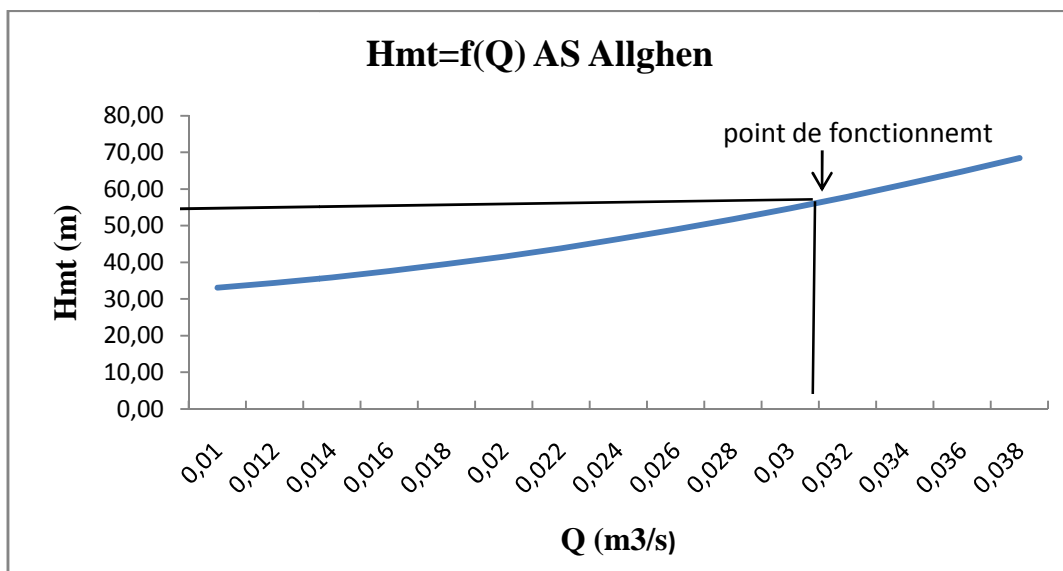


Figure IV.6 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement N2.

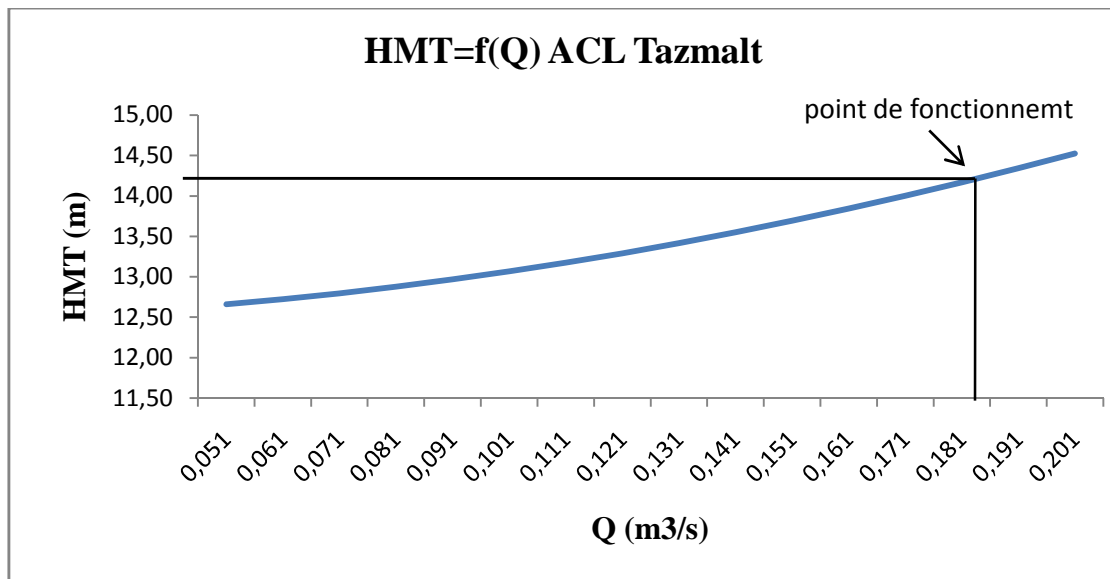


Figure IV.7 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement N3-1.

C- Choix et Caractéristiques des pompes

Les dispositifs qui équipent les stations refoulement peuvent être, généralement :

- Des vis d'Archimède : a pour avantage de relever toutes les matières véhiculées par les eaux usées sans risque de colmatage, mais l'inconvénient majeur est que la hauteur d'élévation est limitée. Ces vis, souvent utilisées en station d'épuration.
- Les pompes : offrent une possibilité de refoulement sur des grandes distances ainsi qu'une élévation des eaux usées sur des dénivellations assez importantes.
Les pompes les plus couramment utilisées sont les pompes centrifuges.

En conclusion, dans notre cas, vu que les distances et les hauteurs de relevage importantes, on opte pour l'installation des pompes pour l'équipement de la station de relevage.

Le choix du type de la pompe à installer se fait de façon à :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique totale ;
- Assurer un rendement maximum ;
- Vitesse de rotation importante ;
- Réduire l'encombrement de façon à répondre a la construction économique.

Les caractéristiques des pompes sont les suivantes :

- La station de refoulement Allaghen SR1
 - Hmt = 55,72 m
 - $Q = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$
 - $R = 75\%$
 - $N = 2900 \text{ tr}/\text{min}$
 - $[\text{NPSH}]_r = 6.24 \text{ m}$

- La station de refoulement Tazmalt SR 2
 - Hmt = 14,16 m
 - $Q = 0,181 \text{ m}^3/\text{s}$
 - $R = 82\%$
 - $N = 2900 \text{ tr}/\text{min}$
 - $[\text{NPSH}]_r = 17,09 \text{ m}$

Conclusion

La détermination des charges hydrauliques et polluantes à traiter est une étape primordiale lors de la réalisation d'un projet de station d'épuration.

On prévoit un traitement par la technique dite des boues activées parce que ce dernier est compatible avec les trois contraintes (milieu récepteur, charge à traiter et site) au niveau de la ville de Tazmalt, sur un site de 5,2 ha situé à l'aval de l'agglomération en rive gauche de l'oued Sahel, en bordure de l'oued béni Mélikeche présente un risque d'inondation dont il faudra prendre des dispositions de protection particulières.

La mise en place d'un collecteur d'amenée est indispensable, afin de pouvoir assurer le transfert des effluents jusqu'à l'amont de la future STEP via un système de conduites, de regards et de deux stations de refoulement.

Chapitre V :
Dimensionnement de la station
d'épuration

Introduction

Le dimensionnement d'une station d'épuration dépend de la charge à l'entrée, qui est fonction du débit, et des concentrations moyennes des paramètres de pollution (DBO5, MES...).

Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la future station d'épuration.

- Calcul de base pour le dimensionnement

Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2030 et 2045.

V.1. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration

Pour dimensionner des ouvrages de la future STEP de Tazmalt, on utilise le débit de pointe qui est égale au débit de pointe en temps sec, car le réseau de drainage des eaux pluviales est presque inexistant, les richesses de la commune en matière de cours d'eau (que ce soit permanent ou temporaire) ainsi que la nature géographique de la commune on fait que les eaux pluviales se déversent dans les cours d'eau d'une manière naturel.

Tableau V.1 : donnée de base pour le dimensionnement

Horizon d'étude		2030	2045
Les charges hydrauliques			
Débit moyen journalier Q _{moy.j}	m ³ /j	8943	9908
Débit de pointe en temps sec Q _{pts}	m ³ /j	15612	17174
Les charges polluantes			
Concentrations moyennes des eaux brutes	mg DBO ₅ /l	184,75	
	mg MES/l	192,05	
Charge journalière en DBO ₅	Kg DBO ₅ /j	1652	1830
Charge journalière en MES	Kg MES/j	1717	1903

V.1.1. Prétraitement [12]

V.1.1.1. Dégrillage

a) Calcul de dégrilleurs [16]

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER. La largeur de la grille est donnée par l'expression:

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

L : Largeur de la grille (m)

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal = 60°

h_{max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{max} = (0,15 \div 1,5)$

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

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

Tel que :

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

Tableau V.2: *espacement et épaisseur des barreaux*

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2	1
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

σ : Coefficient de colmatage de grille.

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

S : Surface de passage de l'effluent tel que :

$$S = \frac{Q_{pts}}{V} \dots\dots\dots(V.3)$$

Q_{pts} : 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 (0,6 ÷ 1,4) m/s et cela pour éviter le colmatage en profondeur des barreaux et de ne pas provoquer des pertes de charges tops importantes.

Horizon 2030

b.1) Cas d'un dégrillage grossier

On prend :

- $\alpha : 60^\circ$
- $h_{max} = 0,9$ m
- $d = 2$ cm
- $e = 8$ cm

- $\beta = 0,2$
- $\sigma = 0,5$
- $Q_{pts} = 0,181 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V = 0,8 \text{ m/s}$

Alors :

$$L = \frac{0,181 * \sin 60}{0,8 * 0,9 * (1 - 0,2) * 0,5} = 0,54 \text{ m} \quad \mathbf{L = 0,54 \text{ m}}$$

b.2) Cas d'un dégrillage fin

On prend :

- $d = 1 \text{ cm}$
- $e = 1 \text{ cm}$
- $\beta = 0,5$
- $\sigma = 0,5$

Alors :

$$L = \frac{0,181 * \sin 60}{0,8 * 0,9 * (1 - 0,5) * 0,5} = 0,87 \text{ m} \quad \mathbf{L = 0,87 \text{ m}}$$

b) Calcul des pertes de charge [16]

Krschmer a établi une relation entre la perte de charge et le coefficient de forme des barreaux et l'angle de la grille avec l'horizontale.

$$\Delta H = \delta * \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2g} * \sin \alpha \quad \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

ΔH : La perte de charge

δ : Le coefficient de forme des barreaux

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

$\frac{d}{e}$: Épaisseur des barreaux / espacement entre les barreaux (cm)

V : vitesse d'écoulement dans la grille (m/s)

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ($\alpha = 60^\circ$)

Les valeurs de δ dépendent de la forme des barreaux ; tableau (V.3) :

Tableau V.3 : les valeurs de δ

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

On prend $\delta = 1,79$, donc :

c.1) Cas d'un dégrilleur grossier

$$\Delta H = 1,79 * \left(\frac{2}{8}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0,8^2}{2*9,81} * \sin 60 = 0,0079\text{m} \qquad \Delta H = \mathbf{0,0079\text{ m}}$$

c.2) Cas d'un dégrilleur fin

$$\Delta H = 1,79 * \left(\frac{1}{1}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0,8^2}{2*9,81} * \sin 60 = 0,0502\text{ m} \qquad \Delta H = \mathbf{0,0502\text{ m}}$$

c) Evaluation des refus des grilles [5]

Le volume des débris retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et la qualité des eaux à épurer, Soit :

$$\frac{12}{e} \leq v \leq \frac{15}{e} \dots\dots\dots(V.5)$$

e : espacement entre les barreaux en cm

d.1) Grille grossier

$$v_{max}=15/8=1,875\text{ l/Eh/an}$$

$$v_{min}=12/8=1,5\text{ l/Eh/an}$$

d.2) Grille fine

$$v_{max}=15/1=15\text{ l/Eh/an}$$

$$v_{min}=12/1=12\text{ l/Eh/an}$$

Horizon 2045 (extension)

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2030 et 2045 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

Tableau V.4: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2030.

Horizon 2030 avec Qpts = 0.181		
Paramètres	Dégrilleur grossier	Dégrilleur fin
- La largeur	0,54 m	0,87 m
- Hauteur	0,9 m	0,9m
- L'espacement des barreaux e	8 cm	1 cm
- Epaisseur des barreaux d	2 cm	1cm
- Perte de charge	$\Delta H=0,0079$ m	$\Delta H=0,0502$ m
- Volume max	1,875 l/Eh/an	15 l/Eh/an
- Volume min	1,5 l/Eh/an	12 l/Eh/an

Tableau V.5: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2045.

Horizon 2045 avec Qpts = 0,199 m³/s		
Paramètres	Dégrilleur grossier	Dégrilleur fin
- La largeur	0,60 m	0,96 m
- Hauteur	0,9 m	0,9 m
- L'espacement des barreaux e	8 cm	1 cm
- Epaisseur des barreaux d	2 cm	1cm
- Perte de charge	$\Delta H=0,0079$ m	$\Delta H=0,0502$ m
- Volume max	1,875 l/Eh/an	15 l/Eh/an
- Volume min	1,5 l/Eh/an	12 l/Eh/an

V.1.1.2 Dessablage-déshuilage

a) Dimensionnement du bassin de dessableur-déshuileur

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée [22] :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots(V.6)$$

V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0,2 < V_e < 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$)

V_s : la vitesse de sédimentation (vitesse est $40 < V_s < 70 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$)

L= sa longueur (m)

H= sa profondeur (m)

L/H= (10-15)

Le temps de séjour compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe

$$H = (1-2.5) \text{ m}$$

Horizon 2030

➤ Calcul de volume du dessableur

On prend :

$$Q_{pts} = 0,181 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_e = 0,3 \text{ m/s}$$

$$V_s = 50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h} = 0,014 \text{ m/s}$$

$$H = 2 \text{ m}$$

$$T_s = 10 \text{ minute}$$

$$V = Q_{pts} * T_s = 0,181 * 10 * 60 = 108,6 \text{ m}^3$$

$$V = 108,6 \text{ m}^3$$

➤ La surface horizontale

$$\text{On a: } H = 2$$

$$\text{La surface } Sh \text{ sera : } Sh = V/H = 108,6 / 2 = 54,3 \text{ m}^2$$

$$Sh = 54,3 \text{ m}^2$$

➤ La longueur

$$L/H = 10$$

$$L = 10 * 2 = 20 \text{ m}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

➤ La largeur

On opte pour un bassin de forme rectangulaire de surface : $Sh = L * l$

$$l = Sh/L = 54,3/20 = 2,715 \text{ m}$$

$$l = 2,715 \text{ m}$$

➤ Le volume d'air à insuffler dans le dessableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air / m³ d'eau

$$q_{air} = Q_{pts} * V \dots\dots\dots(V.7)$$

- V : volume d'air à injecter (m³), on prend V = 1,5 m³

- Q_{pts} : débit de la station

$$\text{Donc: } q_{air} = 0,181 * 1,5 = 0,2715 \text{ m}^3/\text{s} = 977,4 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

$$q_{air} = 977,4 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

➤ Vérification de la condition de dimensionnement

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{2} \leq \frac{0,3}{0,014}$$

$$10 \leq 21,43 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition de dimensionnement est bien vérifiée.}$$

b) Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur

D'après le rapport $\frac{MES}{DBO_5}$ obtenu, le pourcentage de MVS (matières volatiles en suspension) évalué à l'aide de ce tableau ci-dessous.

Tableau V.6: pourcentage de MVS [21]

MES/DBO ₅	1,5	1,17	1	0,83	0,67
%MVS	60	65	68	70	75

$$MES/DBO_5 = 1717/1652 = 1,04$$

$$\text{Alors : } MES = 67,29\% \text{ MVS} + 32,71\% \text{ MM} \dots \dots \dots (V.8)$$

La charge en MES à l'entrée de dessableur est : **MES = 1717 kg/j**

➤ Les MVS contenus dans les MES sont : **MVS = 1156 kg/j**

$$MVS = 1717 * 0,6729 = 1156 \text{ kg/j}$$

➤ Les matières minérales (MM) dans les MES sont : **MM = 562 kg/j**

$$MM = 1717 * 0,3271 = 562 \text{ kg/j}$$

➤ Les matières minérales éliminées

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

$$MM_e = 562 * 0,7 = 393,2 \text{ kg/j} \quad \text{MM}_e = 393,2 \text{ kg/j}$$

➤ Les matières minérales à la sortie de dessableur

$$MM_s = MM_t - MM_e$$

$$MM_s = 562 - 393,2 = 168,5 \text{ kg/j} \quad \text{MM}_s = 168,5 \text{ kg/j}$$

➤ Les MES à la sortie de dessableur

$$MES_s = MVS + MM_s$$

$$MES_s = 1156 + 168,5 = 1324,2 \text{ kg/j} \quad \text{MES}_s = 1324,2 \text{ kg/j}$$

Horizon 2040 (extension)

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

$$Q_{pts} = Q_{tps}(2045) - Q_{tps}(2030) \dots \dots \dots (V.9)$$

Donc : $Q_{pts} = 0,199 - 0,181 = 0,018 \text{ m}^3/\text{s}$ **Q_{pts} = 0,018 m³/s**

Avec :

Q_{ptp} : débit de la station (débit en temps sec).

✓ MES à l'entrée = $1903 - 1717 = 185 \text{ kg/j}$.

✓ DBO à l'entrée = $1830 - 1652 = 178 \text{ kg/j}$

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

Ts: 10minutes

$L/H = (10-15)$. On prend $L/H=10$.

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

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

Tableau V.7: Dimensionnement du dessableur-déshuileur.

Désignation	unité	Horizon	
		2030	2045(extension)
Surface horizontale (Sh)	m ²	54,3	5,4
Volume (V)	m ³	108,6	10,8
Hauteur	m	2	2
Largeur	m	2,715	0,3
Longueur	m	20	20
Nombre d'ouvrage	-	1	1
Temps de séjour Ts	min	10	10
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air/h	977,4	97,2
Matières minérales en suspension totales (MM)	Kg/j	562	61
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	393,2	42,4
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	168,5	18,2
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	1156	124,7
Matières en suspension restantes	Kg/j	1324,2	142,9

V.1.2.Traitement primaire (décanteur primaire)

Le traitement primaire consiste à réaliser une décantation de l'eau usée pour rabattre la quantité de matières en suspension ainsi que la DBO et DCO.

Les eaux traversent le bassin à faible vitesse, de façon à ce que les matières en suspension puissent sédimenter. Le profil du fond de ce bassin permet le rassemblement et la reprise de la suspension obtenue et les boues déposées sont récupérées par raclage permanent et pompage.

Le processus de décantation réside dans l'utilisation des forces de gravité pour séparer une particule de densité supérieure à celle du liquide jusqu'à une surface ou une zone de stockage.

Les matières décantées appelées " boues primaires" et constituées essentiellement de matières minérales en suspension de dimension inférieure à 200 microns sont récupérées au fond du bassin. Elles seront ensuite envoyées vers le traitement des boues.

V.1.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire [5]

On opte pour un décanteur d'une forme circulaire, les principes de calcul du décanteur sont :

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

$$V_{lim} = \frac{Q_{pts}}{s} \dots\dots\dots (V.10)$$

- Q_{pts} : débit de la station
- S : surface total

Le temps de séjours (T_s) est compris entre 1 et 2 heures.

La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2 m

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

Horizon 2030

Tableau V.8: les valeurs de la vitesse limite en fonction de k

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

$$K = Q_{pts}/Q_{moyh}$$

On a :

$$Q_{moyh} : \text{débit moyenne horaire} = 372,6 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{pts} : \text{débit de pointe à temps sec} = 650,5 \text{ m}^3/h$$

D'où :

$$K = 650,5 / 372,6 = 1,75 \text{ donc d'après ce tableau on tire la vitesse } V_{lim} = 2 \text{ m/h}$$

➤ **La surface horizontale du décanteur :**

$$Sh = Q_{pts} / V_{lim} = 650,5 / 2 = 325,24 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{Sh = 325,24 \text{ m}^2}$$

➤ **Volume du décanteur**

$$V = Q_{pts} * T_s ; \text{ on prend } T_s = 2 \text{ h}$$

$$V = 650,5 * 2 = 1301 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V = 1301 \text{ m}^3}$$

➤ **La hauteur de décanteur**

$$H = V / Sh = 650,5 / (325,24/2) = 4 \text{ m}$$

$$\mathbf{H = 4m}$$

Note

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement de 0,75 m ; dont la hauteur totale est **H= 4,75m**.

➤ **Le diamètre du décanteur**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1301}{3.14 \cdot 4}} = 20,35m \quad D=20,35m$$

➤ **Détermination du temps de séjours**

✓ Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V/Q_{moyh} = 1301/372,6 = 3,49h$$

✓ Pour le débit par temps sec

$$T_s = V/Q_{pts} = 1301/650,5 = 2 h$$

V.1.2.2. Calcul de la quantité des 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]

$$DBO_5 = 1652 \text{ kg/j}$$

$$MES = 1324,2 \text{ kg/j}$$

➤ Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc

$$DBO_{5e} = 1652 \cdot 0,3 = 495,65 \text{ kg/j}$$

$$DBO_{5e} = 495,65 \text{ kg/j}$$

$$MES_e = 1324,2 \cdot 0,6 = 794,52 \text{ kg/j}$$

$$MES_e = 794,52 \text{ kg/j}$$

➤ Les charges à la sortie du décanteur primaire

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 1652 - 495,65 = 1156,35 \text{ kg/j}$$

$$DBO_{5s} = 1156,35 \text{ kg/j}$$

$$MES_s = MES - MES_e = 1324,2 - 794,52 = 529,68 \text{ kg/j}$$

$$MES_s = 529,68 \text{ kg/j}$$

Horizon 2045 (extension)

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

$$Q_{pts} = Q_{tps}(2045) - Q_{tps}(2030) = 0,018 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$DBO_5 = DBO_5(2045) - DBO_5(2030) = 1830 - 1652 = 178 \text{ Kg/j}$$

$$MES = MES(2045) - MES(2030) = 1467,1 - 1324,2 = 142,9 \text{ Kg/j}$$

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

Tableau V.9: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

Désignation		Unité	2030	2045(extension)
Débit de la station		m ³ /s	0,181	0,018
Surface horizontale		m ²	325,24	32,56
Volume		m ³	1301	130,2
Nombre de décanteur		-	1	1
Hauteur+revanche		m	4,75	4,75
Diamètre		m	20,35	6,44
Temps de séjour	Débit moyen horaire	h	3,49	3,24
	le débit par temps sec		2	2
MES entrées		Kg/j	1324,2	142,9
DBO ₅ entrée		Kg/j	1652	178
MES éliminer		Kg/j	794,52	85,73
DBO ₅ éliminer		Kg/j	494,65	53,48
MES sorties		Kg/j	529,68	57,15
DBO ₅ sorties		Kg/j	1156,51	124,79

V.1.3 Le traitement secondaire

V.1.3.1 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 rectangulaire où arrivent les eaux usées prétraitées et ayant subi une décantation primaire.

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

➤ **La charge massique (C_m)**

$$0,15 < C_m < 0,4 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j [21]}$$

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

-On prend une charge massique : C_m = **0,3 Kg DBO₅/ Kg MVS j**

➤ **La charge volumique (C_v)**

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3 / \text{j [21]}$$

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

$$C_v = \mathbf{1,2Kg DBO}_5/ \text{m}^3 / \text{j}$$

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

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique.

Horizon 2030

➤ **Le volume du bassin :**

$$V_a = L_0 / C_v \dots\dots\dots (V.11)$$

✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/m³.j) C_v = **1,2Kg DBO₅/ m³/j**

✓ L₀ : charge polluante (kg DBO₅/j). On a : **L₀=1156,51 kg/j**

$$\text{Donc : } V = L_0/C_v = 1156,51/1,1 = 963,76\text{m}^3$$

$$V=963,76\text{m}^3$$

➤ **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 $h \geq 80$ cm. On prend **h=80cm**

➤ **Surface horizontale du bassin**

$$S_h = V/H = 963,76/4 = 240,94 \text{ m}^2$$

$$S_h = 240,94\text{m}^2$$

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

$$L=2b$$

$$L = \sqrt{2 * S_h} = \sqrt{2 * 240,94} = 22\text{m}$$

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

$$b=10,98\text{m}$$

$$b=10,98\text{m}$$

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

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{1156,51}{0,3} = 3855,04 \text{ kg}$$

$$X_a=3855,04\text{kg}$$

➤ **Concentration de boues dans le bassin**

$$[X_a] = X_a / V = 3855,04/963,76 = 4\text{kg/m}^3$$

$$[X_a]=4 \text{ kg/m}^3$$

V : Volume du bassin d'aération.

➤ **Calcul du temps de séjour**

Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{963,76}{372,6} = 2,59\text{h}$$

$$T_s=2,59\text{h}$$

Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{pts}}} = \frac{963,76}{650,5} = 1,48 \text{ h}$$

$$T_s=1,48 \text{ h}$$

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

$$S_o = L_0 / Q_{\text{moy.j}} = 1156,51 / 8943 = 129,32\text{mg/l}$$

$$S_o=129,32\text{mg/l}$$

➤ **La charge polluante à la sortie du décanteur secondaire (Sf= 25 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 25 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moyj}} = 0,025 \cdot 8943 = 223,58 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 223,58 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

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

$$L_e = L_o - L_f = 1156,51 - 223,58 = 932,94 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 932,94 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

➤ **Le rendement de l'épuration**

$$\eta_{\text{ep}} = (L_o - L_f) / L_o = L_e / L_o = 932,94 / 1156,51 = 80,76 \%$$

$$\eta_{\text{ep}} = 80,76 \%$$

V.1.3.2 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 :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j}) \dots \dots \dots (V.12)$$

- ✓ L_e : 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.
- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène

Les valeurs moyennes des paramètres a' et b' sont données dans le tableau suivant:

Tableau V.10: Les valeurs moyennes des paramètres a' et b' [24]

paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
a' (KgO ₂ /kgDBO ₅)	0,52	0,57	0,60	0,64
b' (KgO ₂ /kgDBO ₅ j)	0,11	0,08	0,07	0,07

Dans notre étude, les valeurs des paramètres a' et b' sont les valeurs de moyenne charge.

➤ **La quantité d'oxygène journalière**

$$q_{o_2} = 0,57 \cdot 932,94 + 0,08 \cdot 3855,04 = 840,18 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

$$q_{o_2} = 840,18 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

➤ **La quantité d'oxygène horaire**

$$q_{o_2/24} = 840,18 / 24 = 35,007 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$q_{o_2/24} = 35,007 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

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

$$q_{o_2/m^3} = q_{o_2} / v = 840,18/963,76 = 0,872 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3\text{j}$$

$$q_{o_2/m^3} = \mathbf{0,872 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3\text{j}}$$

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

$$q_{o_2\text{pte}} = (a'Le/ Td) + (b' \cdot Xa./24) \dots\dots\dots (V.13)$$

Td : période diurne en heures Td= 16h.

$$q_{o_2\text{pte}} = (0,57 \cdot 932,94/16) + (0,08 \cdot 3855,04/24) = 46,09 \text{ Kg O}_2/\text{h.}$$

$$q_{o_2\text{pte}} = \mathbf{46,09 \text{ Kg O}_2/\text{h.}}$$

➤ **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.

$$Q_{o_2\text{réel}} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \dots\dots\dots (V.14)$$

α : 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.

$$\alpha = \frac{cs(\text{eau usée})}{cs(\text{eau épure})} = 0,8 \dots\dots\dots (V.15)$$

β : Tel que : $0,8 \leq \beta \leq 0,95$

On prend : $\beta = 0,9$

$$Q_{o_2\text{réel}} = 46,09/0,8 \cdot 0,9 = 64,01 \text{ kg o}_2/\text{h}$$

$$Q_{o_2\text{réel}} = \mathbf{64,01 \text{ kg o}_2/\text{h}}$$

$$\text{En moyenne : } q_{o_2\text{réel j}} = \frac{840,18}{0,8 \cdot 0,9} = 1166,91 \text{ kg o}_2/\text{j}$$

$$q_{o_2\text{réel j}} = \mathbf{1166,9 \text{ kg o}_2/\text{j}}$$

V.1.3.3 Calcul des caractéristiques de l'aérateur

a- Calcul de la puissance de l'aérateur (En)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 kg O₂/kwh

$$E_n = \frac{q_{o_2}}{E_a} \dots\dots\dots (V.16)$$

E_n : puissance de l'aérateur nécessaire

q_{o₂} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)

Ea : quantité d'O₂ par unité de puissance

On prend : E_a=1,5 kg O₂/kwh

Donc : $E_n = \frac{64,01}{2 \times 1,5} = 21,34 \text{ kw}$

E_n=21,34 kw

b- Puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = S_h * P_a \dots\dots\dots (V.17)$$

P_a : puissance spécifique absorbé

La puissance spécifique absorbé P_a pour les aérateurs de surface est P_a =80 w/m²

S_h : la surface horizontale du bassin

Donc : E_b= 240,94*80=19,28kw

E_b=19,28kw

c- Calcul de nombre d'aérateur dans le bassin

N_a=E_n/E_b=21,34/19,28=1,11

On prend deux aérateurs (N_a= 2)

N_a =2

V.1.3.4 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 :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - b X_a - X_{\text{eff}} \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec :

X_{min} : boues minérales (25% MES)

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 DBO₅éliminées).

b : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

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

Tableau V.11 : Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b [24]

paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
a_m	0,5	0,53	0,55	0,60
b	0,06	0,055	0,05	0,07

On prend :

- $a_m = 0,53$
- $b = 0,055$

L_e : quantité de DBO_5 à éliminer (kg/j)

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 30 mg/l.)

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est 924,6 kg/j

$X_{min} : 0,25 * 529,68 = 132,42 \text{ kg/j}$

$X_{dur} = 0,3 \text{ MVS} = 0,3 * (0,6729 * 529,68) = 106,93 \text{ kg/j}$

$a_m L_e = 0,53 * 932,94 = 494,46 \text{ kg/j}$

$b X_a = 0,055 * 3800,04 = 212,031 \text{ kg/j}$

$X_{eff} = 0,03 * 8943 = 223,58 \text{ kg/j}$

$\Delta X = 132,42 + 106,93 + 494,46 - 212,03 - 223,58 = 298,20 \text{ kg/j}$

$\Delta X = 298,20 \text{ kg/j}$

b- Concentration des boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec :

- ✓ X_m : concentration des boues en excès
- ✓ I_m : indice de Mohlman. Il indique la bonne décantabilité des boues.

I_m mesure la décantabilité de la boue. C'est le volume occupé par un gramme de boue après 1/2 heure de décantation. Il est donné par :

$$I_m = V/p$$

Généralement, les boues sont bien décantable pour $80 < I_m < 150$

- Si $I_m \sim 80$; la décantation est très bonne mais les boues sont difficilement pompables
- Si $I_m \sim 150$: la décantation est très lente

On prend :

$$I_m = 130 \text{ ml/g}$$

$$D'où : X_m = \frac{1200}{130} = 9,23 \text{ kg/m}^3 \quad X_m = 9,23 \text{ kg/m}^3$$

c- Le débit de boues en excès

$$\text{Ce débit est donné par : } Q_{bexc} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots\dots\dots (V.20)$$

$$Q_{bexc} = \frac{298,20}{9,23} = \text{m}^3/\text{j} \quad Q_{bexc} = 32,31 \text{ m}^3/\text{j}$$

d- Le débit spécifique par m³ de bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots (V.21)$$

V : Volume de bassin

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{298,20}{963,76} = 0,31 \text{ Kg/m}^3/\text{j} \quad q_{sp} = 0,31 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$$

e- 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.

e-1 Le taux de recyclage

- ✓ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.
- ✓ Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots (V.22)$$

- R : taux de recyclage(%)

- [X_a] : concentration des boues dans le bassin = 4 Kg/m³

$$R = \frac{100 \cdot 4}{\frac{1200}{130} - 4} = 76,47 \quad R = 76,47\%$$

e-2 Le débit des boues recyclées

$$Q_r = R Q_j \dots \dots \dots (V.23)$$

Donc :

$$Q_r = 0.7647 * 8943 = 6839 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q_r = 6839 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Remarque

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

e-3 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.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots \dots \dots (V.24)$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{3855,04}{298,20} = 12,93 \text{ jours} \qquad \qquad \qquad \mathbf{A_b = 12,93 \text{ jours}}$$

V.1.5. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

Quelle que soit la filière de traitement retenue, la finalité du traitement des eaux consiste à séparer les boues de l'eau. En effet, à la sortie des bassins biologiques, l'eau épurée est mélangée à la biomasse formée. La séparation de ces éléments est réalisée dans un clarificateur où la biomasse, de densité plus élevée, va se déposer. [22]

Les boues dans le clarificateur sont recyclées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation). Les eaux épurées sont renvoyées vers le milieu naturel. [22]

V.1.5.1 Dimensionnement de clarificateur

Données de base :

- Le temps de séjour : $T_s = 2\text{h}$
- Le débit de pointe en temps sec (débit de la station) : $Q_{\text{pts}} = 650,5 \text{ m}^3/\text{h}$
- **Le volume du clarificateur**

$$V = Q_{\text{pts}} * T_s = 650,5 * 2 = 1301 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V = 1301 \text{ m}^3}$$

- **La hauteur de clarificateur**

La hauteur du décanteur est $H = (3-5) \text{ m}$. on prend $H = 4\text{m}$ avec une revanche de $0,75 \text{ m}$

$$\text{Donc : } H = 4,75 \text{ m.} \qquad \qquad \qquad \mathbf{H = 4,75 \text{ m}}$$

➤ **La surface horizontale**

$$Sh=V/H ; Sh= 1301/4=325,25 \text{ m}^2$$

$$Sh=325,25 \text{ m}^2$$

➤ **Diamètre de clarificateur**

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} = \sqrt{\frac{4*1301}{3,14*4}} = 20,36m$$

$$D=20,36m$$

➤ **Le temps de séjour**

- ✓ Pour le débit moyen horaire

$$Ts = V/Q_{moyh} = 1301/372,625 = 3,49h$$

- ✓ Pour le débit par temps sec

$$Ts = V/Q_{pts} = 1301/650,5 = 2 \text{ h}$$

Horizon 2045

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

$$Q_{pts} = Q_{pts}(2045) - Q_{pts}(2030)$$

$$\text{Donc : } Q_{pts} = 0,199 - 0,181 = \mathbf{0,018 \text{ m}^3/s}$$

Avec :

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

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

$$- \text{ DBO}_5 = \text{ DBO}_5 (2045) - \text{ DBO}_5(2030) = 1281,3 - 1156,51 = 124,79 \text{ Kg/j}$$

$$- \text{ MES} = \text{ MES}(2040) - \text{ MES}(2020) = 586,83 - 529,68 = 57,15 \text{ Kg/j}$$

Les résultats de dimensionnement de clarificateur et décanteur secondaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.12 : Résultats de calcul d'aérateur pour l'horizon 2045.

Désignation	Unité	2030	2045(extension)
Donnée de base			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m ³ /j	8943	965
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m ³ /h	372,625	40,2
Débit de pointe en temps sec Q_{pts}	m ³ /h	650,5	65,1
Charge polluante à l'entrée du bassin L_0	Kg/j	1156,51	124,79
Concentration de l'effluent en DBO ₅ S_0	mg/l	129,32	129,32
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO ₅ /j	223,58	24,13
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO ₅ /j	932,94	100,66
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	80,67	80,67
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m ³	963,76	103,99
Nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin S_h	m ²	240,94	26
Longueur du bassin L	m	22	7,21
Largeur du bassin b	m	10,98	3,61
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	3855,04	415,98
Concentration de boues dans le bassin [X_a]	Kg / m ³	4	4
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	2,59	2,59
- débit de pointe par temps sec	h	1,48	1,60
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	840,18	90,65
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2/24}$	KgO ₂ /h	35,007	3,777
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2/m^3}	KgO ₂ /m ³ j	0,872	0,872
Besoins en pointe horaire en oxygène $q_{O_2\text{pte}}$	KgO ₂ /h	46,09	4,97

Suite au **Tableau V.11** : Résultats de calcul d'aérateur pour l'horizon 2045.

Désignation	Unité	2030	2045(extension)
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
- Besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	64,01	6,91
- puissance de l'aération nécessaire	Kw	21,34	2,30
- puissance de brassage	Kw	19,28	2,08
- nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	2
Bilan de boues			
la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	298,20	48,15
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,23	9,23
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	32,31	5,22
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,31	0,46
Le taux de boues recyclées R	%	76,47	76,47
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	6839	738
Age des boues A_b	j	12,93	8,64
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	-	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	325,25	32,55
Diamètre	m	20,36	6,44
Volume	m ³	1301	130,2
Hauteur	m	4	4
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	3,49	3,24
- débit de pointe par temps sec	h	2	2

V.1.6 Traitement tertiaire (désinfection)

On entend par "traitement tertiaire", tout traitement physique, chimique ou biologique qui vient suppléer les traitements primaire et secondaire.

Les traitements tertiaires possibles sont nombreux et peuvent, dans certains cas, constituer une chaîne plus ou moins complexe; tout dépend de l'usage qu'on fera de l'eau traitée.

Dans le cas des rejets en rivière, ils se limitent à la désinfection l'élimination de l'azote et du phosphore. En revanche, quand il s'agit de recycler l'eau, alors les opérations sont plus nombreuses et plus complexes tels que le traitement physico-chimiques (coagulation-floculation et précipitation chimique). [6]

V.1.6.3 Dose du chlore à injecter [22]

Pour agir correctement, le chlore impose d'une part que l'eau soit préalablement bien épurée et, d'autre part, qu'un temps de contact de 30 min soit respecté.

Les doses habituellement adoptées se situent entre 5 et 10 g/m³ de chlore.

On utilise une dose de 10 g/m³ pendant un temps de contact de 30 min.

Horizon 2030

➤ **La dose journalière du chlore Dj**

$$D_j = Q_{\text{moy}} \cdot j \cdot 0,01 = 8943 \cdot 0,01 = 89,43 \text{ kg/j}$$

$$D_j = 89,43 \text{ kg/j}$$

Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{pts}} = 650,5 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (débit de pointe en temps sec)}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

➤ **Le volume du bassin**

$$V = Q_{\text{pts}} \cdot T_s = 650,5 \cdot 30 / 60 = 325,25 \text{ m}^3$$

$$V = 325,25 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur du bassin**

$$\text{On fixe } H = 3 \text{ m}$$

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

➤ **La surface horizontale**

$$S_h = V/H = 325,25/3 = 108,42 \text{ m}^2$$

$$S_h = 108,42 \text{ m}^2$$

➤ **La largeur et la longueur**

$$\text{On prend : } L = 2b$$

$$L = \sqrt{2} \cdot S_h = \sqrt{2} \cdot 108,42 = 14,73 \text{ m}$$

$$L = 14,73 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } b = 7,36 \text{ m}$$

$$b = 7,36 \text{ m}$$

Horizon 2045

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{\text{pts}} = Q_{\text{pts}}(2045) - Q_{\text{pts}}(2030)$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{pts}} = 0,199 - 0,181 = 0,018 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.13 : Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2045

Désignation	Unité	2030	2045(extension)
Caractéristiques du bassin de désinfection			
Forme	rectangulaire	rectangulaire	rectangulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Volume	m ³	325,25	32,55
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	108,42	10,85
Longueur	m	14,73	4,66
largeur	m	7,36	2,33
dose journalière du chlore Dj	kg/j	89,43	9,65

V.2 Traitement des boues

L'élimination des boues d'épuration représente aujourd'hui un véritable défi pour toutes les collectivités, qu'elles soient petites ou grandes.

Les boues sont le déchet normal des processus d'épuration des eaux usées. Il s'en produit entre 2 à 4 grammes par litre d'eau traitée. Une ville de 10 000 habitants qui rejeterait 2 000 m³ d'eau par jour, produirait entre 4 et 8 tonnes, c'est-à-dire presque autant de mètres cubes de boues par jour (la densité des boues est très légèrement supérieure à celle de l'eau). Cela représenterait un volume compris entre 1 500 et 3 000 m³ de boues par an... si elles ne perdaient pas du volume et du poids en perdant de l'eau.

Les ratios de production de boues est de 30 à 50 g de matières sèches (MS) par EH et par jour (g MS/EH/j).[21]

V.2.1. techniques de traitements des boues de stations d'épuration [22]

les différentes techniques de traitement des boues sont regroupées dans la figure ci-après (figure V.1).

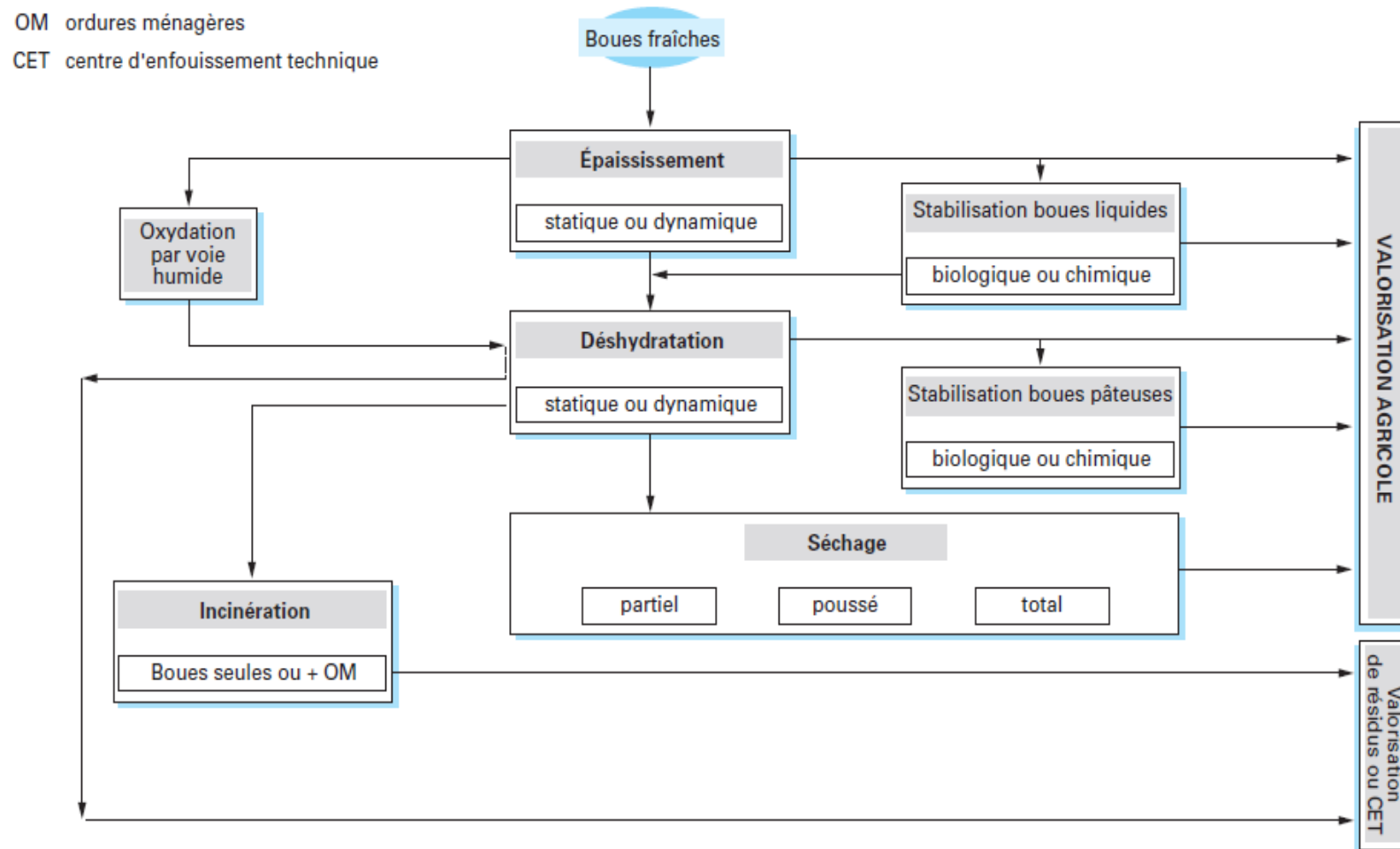


Figure V.1: Enchaînement des opérations unitaires du traitement des boues.

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une filière de traitement comportent l'épaississement, la déshydratation et l'évacuation finale.

V.2.2. Epaississement [6]

Cette opération a pour objet la séparation de l'eau interstitielle des particules de boue. Elle peut être utilisée comme première étape de traitement.

V.2.3. Stabilisation des boues

Le traitement de stabilisation est indispensable afin d'assurer la réduction de leur pouvoir fermentescible.

Il existe divers types de stabilisation des boues :

- stabilisation biologique aérobie ou anaérobie
- stabilisation chimique (ajout de flocculants tels que le chlorure ferrique, utiliser avec de la chaux).
- stabilisation thermique

V.2.4. Déshydratation

La déshydratation des boues constitue la deuxième étape de réduction du volume des boues.

a- Déshydratation naturelle

Le système consiste à sécher les boues à l'air libre sur des lits de séchage drainés. On admet généralement une surface de 1 m^2 pour 2,5 à 3 EH. C'est un procédé simple, nécessitant une importante main d'œuvre et une grande surface de terrain. Les lits de séchages comportent un massif drainant constitué de sable et de mâchefer. L'épaisseur du massif est voisine de 0,3 m.

Les boues admises sur le lit de séchage sont réparties sur une épaisseur de 0,2 à 0,3 m. les eaux d'égouttage sont collectées par des drains et renvoyées en tête de la station.[9]

Le problème posé par ce procédé est celui de la récupération de la boue séchée par raclage, qui occasionne souvent des pertes de sable. Les lits de séchages doivent être refaits tous les deux ans. [6]

b- Déshydratation mécanique

Les techniques de déshydratation mécanique sont les suivantes :

- Filtration sous vide ;
- Filtration sous pression (filtre à bande et filtre presse) ;
- Centrifugation.

V.3. Dimensionnement

a- L'épaississeur [5]

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de:

➤ **Boues issues du décanteur primaire**

La boue primaire : $DX_p = DBO_5e + MESe$

$$DX_p = 794,52 + 495,65 = 1290,17 \text{ Kg/j}$$

$$DX_p = 1290,17 \text{ Kg/j}$$

➤ **Boues issues du décanteur secondaire**

Boues secondaire $DX_s = 298,20 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

$$DX_s = 298,20 \text{ Kg/j}$$

➤ **la quantité totale journalière des boues sera**

$$DX_t = DX_p + DX_s = 1290,17 + 298,20 = 1588,37 \text{ Kg/j}$$

$$DX_t = 1588,37 \text{ Kg/j}$$

➤ **La concentration des boues**

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : $(20 \div 30) \text{ g/l}$

- Boues secondaire : $(10 \div 30) \text{ g/l}$

➤ **Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur**

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 $S_1 = 25 \text{ g/l}$

$$Q_1 = 1290,17 / 25 = 51,61 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_1 = 51,61 \text{ m}^3/\text{j}$$

2- Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = DX_s / S_2$$

S_2 : concentration des boues.

On prendra $S_2 = 20 \text{ g/l}$

$$Q_2 = 298,20 / 20 = 14,91 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 14,91 \text{ m}^3/\text{j}$$

3- Le débit total (Q_t)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 51,61 + 14,91 = 66,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_t = 66,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

4- La concentration du mélange (S)

$$S = DX_t / Q_t = 1588,37 / 66,52 = 23,88 \text{ Kg/ m}^3$$

$$S = 23,88 \text{ Kg/ m}^3$$

5- Le volume de l'épaississeur

$$V = Q_t \cdot T_s = 66,52 \cdot 2 = 133,03 \text{ m}^3$$

$$V = 133,03 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2j.

L'épaississeur est cylindro-conique raclé, avec une pente de 20° .

6- La surface horizontale

Pour une profondeur de **H = 3,5m**.

D'où :

- H : hauteur = 3,5 m (hors cône)
- Hauteur boue = 1,5 m
- Hauteur d'eau claire = 2m

On calcule :

$$Sh = V / H = 133,03 / 3,5 = 38,01 \text{ m}^2$$

$$Sh = 38,01 \text{ m}^2$$

7- Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 38,01}{3,14}} = 6,96 \text{ m}$$

$$D = 6,96 \text{ m}$$

8- La hauteur du cône :

La hauteur du cône de l'épaisseur sera définie par :

$$\text{Hauteur du cône} = \text{diamètre} \cdot 0,15 = 6,96 \cdot 0,15 = 1,04 \text{ m}$$

$$H = 1,04 \text{ m}$$

9- Volume du cône :

$$\text{Volume du cône} = Sh \cdot \text{hauteur du cône} / 3$$

$$\text{Volume du cône} = 38,01 \cdot 1,04 / 3 = 13,18 \text{ m}^3$$

$$V = 13,18 \text{ m}^3$$

La concentration des boues à l'extraction varie entre 25 à 30 kg/m³.

On prendra la valeur 30 kg/m³.

➤ La quantité des boues à extraire sera de :

$$Q_b = 1588,37 / 30 = 52,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_b = 52,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

b- digesteur aérobie [23]

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

$$MES = 1324,13 \text{ kg/j}$$

$$MM = 433,15 \text{ kg/j}$$

$$MVS = 891,054 \text{ kg/j}$$

A-2-2-La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation

$$(\text{MVS}) \text{ sortie} = MVS - 0,45 \cdot MVS = 891,05 - (0,45 \cdot 891,05) = 490,1 \text{ kg/j}$$

$$(\text{MVS}) \text{ sortie} = 490,1 \text{ kg/j}$$

-Boues en excès dans le stabilisateur :

En admettant que les matières minérales sont entièrement conservées, on doit extraire tous les jours

$$Q_{\text{exces}} = \text{MVS} + (\text{MVS})_{\text{sortie}} = 891,1 + 490,1 = 1471,2$$

$$Q_{\text{exces}} = 1381,2 \text{ kg de boues/j}$$

-La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_B)

-La concentration q_B s'étendant de 80 à 100 g/l on prend $q_B = 100 \text{ g/l}$

-Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_B / q_B \dots\dots\dots (V.21)$$

$$\text{Avec : } M_B = Q_{\text{exces}} * T$$

T : temps de stabilisation $T = (\text{MES} / \text{MM}) * t$

$$M_B = Q_{\text{exces}} * T = 1381,2 * (1324,13 / 433,15) * 3$$

$$M_B = 12667,08 \text{ Kg}$$

$$\text{Donc : } V_{BS} = M_B / q_B$$

$$V_{BS} = 126,67 \text{ m}^3$$

Surface horizontale

On prend la hauteur du bassin de stabilisation $H = 4 \text{ m}$

$$S_H = V_{BS} / H$$

$$S_H = 31,67 \text{ m}^2$$

La longueur de bassin on a $L = 2 * l$

$$\text{Donc : } L^2 = S_H / 0,5 \quad L = \sqrt{S_H / 0,5} = 7,96 \text{ m}$$

$$L = 7,96 \text{ m}$$

La largeur de bassin

$$l = L / 2 = 3,98 \text{ m}$$

$$l = 3,98 \text{ m}$$

Aération du bassin

-La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface, il faut :

2 kg O_2 /kg MVS détruit

-La masse des boues détruites par jour est de 480,08 kg/j

$$D_{O_2} = 2 * 480,08 = 980,16$$

$$D_{O_2} = 980,16 \text{ kg } O_2 / j$$

c- Lits de séchage : [23]

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.

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b = 10 \text{ m}; L = 30 \text{ m}; H = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{D'où le volume de boues épandues sur chaque lit : } V = b * L * H = 90 \text{ m}^3$$

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. Le volume des boues à extraire quotidiennement V_i est celui qui correspond à la quantité des boues à extraire qui est :

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 490,08 \text{ kg/j.}$$

Et la quantité de boues fraîches à la sortie des décanteurs primaire **$Q = 1290,017 \text{ kg / j}$**

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 40 et 80 g/l. On prend 60

$$V_1 = \frac{490,08 + 1290,17}{60} = 29,67 \text{ m}^3/\text{j}$$

Nombre de lit nécessaire à chaque épandage : $n \geq V_1 / V = 29,67 / 90 = \mathbf{0,33}$

Volume des boues épandues par lit et par an :

Il est généralement admis que chaque lit sert 9 fois par an $V_2 = 9 \cdot 90 = \mathbf{810 \text{ m}^3}$

Le volume des boues à sécher par an : $V_{Ba} = V_1 \cdot 365 = 29,67 \cdot 365 = \mathbf{10830 \text{ m}^3}$

Nombre de lit nécessaire : $N \geq V_{Ba} / V_2 = 10830 / 810 = \mathbf{14 \text{ lits}}$

Surface nécessaire : $S = S_0 \cdot N$

Où : S_0 : surface d'un lit de séchage : $S_0 = L \cdot b = 30 \cdot 10 = \mathbf{300 \text{ m}^2}$

D'où : $S = 300 \cdot 14 = \mathbf{0,42 \text{ ha}}$

Horizon 2045

Les résultats de dimensionnement des ouvrages de traitement des boues pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.14: Résultats des ouvrages de traitement des boues pour l'horizon 2045.

Désignation	Unité	2030	2045(extension)
L'épaississeur			
Boues issues du décanteur primaire DXp	kg/j	1290,17	139,21
Boues issues du décanteur secondaire DXs	kg/j	298,20	48,15
la quantité totale journalière des boues DXt	kg/j	1588,37	187,36
La concentration des boues			
- Boues primaires	g/l	25	25
- Boues secondaire	g/l	20	20
Le débit arrivant du décanteur primaire Q1	m ³ /j	51,61	5,57
Le débit arrivant du décanteur secondaire Q2	m ³ /j	14,91	2,41
Le débit total (Qt)	m ³ /j	66,52	7,98
La concentration du mélange (S)	Kg/ m ³	23,88	23,49
Le volume de l'épaississeur	m ³	133,03	15,95
Forme	-	Cylindro-conique	Cylindro-conique
Nombre de bassins	-	1	1
Hauteur de l'épaississeur	m	3,5	3,5
La surface horizontale	m ²	38,01	4,56
Le diamètre	m	6,96	2,41
La hauteur du cône	m	1,04	0,36
Volume du cône	m ³	13,18	0,55
La quantité des boues à extraire	m ³ /j	52,95	6,25
Digesteur aérobie			
La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation	kg/j	490,1	52,89
Boues en excès dans le stabilisateur	kg/j	1381,2	141,04
Volume du bassin de stabilisation	m ³	126,67	13,67
Surface horizontale	m ²	31,67	3,42
La hauteur	m	4	4
La longueur de bassin	m	7,96	2,61
La largeur de bassin	m	3,98	1,31
La quantité d'air nécessaire	kgO ₂ /j	980,16	105,97

Suite au tableau V.14 : *Résultats des ouvrages de traitement des boues pour l'horizon 2045*

Désignation	Unité	2030	2045(extension)
Lit de séchage			
Epaisseur du dépôt des boues	m	0,3	0,3
Volume de chaque lit	m ³	90	90
Volume de chaque par an	m ³	810	810
Volume des boues a sécher	m ³	10830	1169
Surface nécessaire	ha	0,42	0,06
Longueur L	m	30	30
Largeur b	m	10	10
Nombre de lits	-	14	2

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 (2030-2045).

On a opté pour le dimensionnement a moyenne charge pour les raisons suivants

- La taille de l'agglomération étudiée.
- Prend un espace moyen dans le terrain

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif du traitement des eaux résiduaires est l'obtention d'une eau épurée qui satisfait aux normes de rejets édictées par la législation et pouvant par suite être évacuée sans danger dans le milieu naturel ou bien être utilisée dans le cadre de mesures nécessaires à une bonne gestion de l'eau (recyclage).

A l'instar de ces dires, le but de notre travail est la conception de la station d'épuration de la ville de Tazmalt. Cette station ainsi conçue traitera les eaux résiduaires d'une pollution qui passera de 55892 à 61922 équivalents habitant aux horizons 2030 et 2045.

En effet, la technique de traitement est choisie à base des charges à traiter, milieu récepteur et la disponibilité du site d'implantation.

Le traitement des eaux commence par une épuration physique de toutes les eaux admises à la station suivi d'une épuration biologique (boues activées) à moyenne charge et qui s'achève par une désinfection.

La valorisation des boues et la réutilisation des eaux épurées sont les deux autres perspectives dont pourra bénéficier des agriculteurs de la région.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et même sa durée de vie sont étroitement liées à l'entretien et à la gestion de celle-ci, raison pour laquelle beaucoup de stations sont aujourd'hui inexploitées à cause de ce problème.

Bibliographique

Référence bibliographie

- [1] Actualisation de l'étude de la station d'épuration de la ville de Tazmalt, mission A, ENHYD, juin 2004,
- [2] EMILIAM Koller, Traitement des pollutions industrielles, édition DUNOD, 2005
- [3] MIRA Yasmin, contribution à la conception de la station d'épuration d'ISOLA 2000, ENP, promotion 2007-2008
- [4] BALEH Kahina, mémoire, thème : conception de station d'épuration de la ville d'AZAZGA, (W.TIZI OUZOU), ENSH, novembre 2011
- [5] REGIS Bourrier, M.S, B.S, Guide technique de l'assainissement 4^e édition LE MONITEUR, 2010
- [6] MOHAND- SAID OUALI, cours de procédés unitaires biologique et traitement des eaux office des publications universitaire, ben-aknoun (Alger) ,2001
- [7] ABDELMALEK Bengharbia, F.H, R.Z, Impact des rejets des eaux sur la qualité physico-chimique et bactériologique de l'oued BNI AZA, BLIDA, ALGERIE, lebanese Sciences journal, vol.15, N°2, pp 39-51, 2014
- [8] FRANCK REJEEK, Analyse des eaux Aspects réglementaires et technique, édition scerEn
- [9] Journal officiel de la république algérienne N°26, 23 avril 2006
- [10] Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition degrément, 2005
- [11] TOUATI Khaled, conception de station d'épuration par boues activées de la ville d'akbou (W.BEJAIA), septembre 2012
- [12] Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 1, édition degrément, 2005
- [14] COMMISSION EUROPEENNE, procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités, office des publications officielles des communautés européennes, Luxembourg, Mai 1991
- [15] Marc satin, B.S, guide technique de l'assainissement 3^e édition le moniteur, 2010
- [16] Abdelkader GAID, épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 1, office des publications universitaires ben-aknoun (Alger), 1984
- [17] ETUDES profils, parcs naturels régionaux du haut-jura et du Morvan, C39-701EU051-programme life-ruisseaux
- [18] Boutin C, ingénieures N° 34-p.47 a55, éléments de comparaison technique et économiques des filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, 22 mars 2010

[19] THOMAS D, JORDAN JR IES, handbook of gravity-flow water Systems for Small communit

[21] HATEM Dhaouadi, traitement des eaux usées urbaines les procédés biologique d'épuration, université virtuelle de Tunis, 2008

[22] Oussama DJEBALI contribution a la réhabilitation de La station d'épuration de Baraki, ENP, promotion 2008

[23] ROUABAH Nadjim, conception de la station d'épuration de la ville de khemis miliana, ENSH, promotion Juillet 2008

[24] Abdelkader GAID, techniques de l'ingénieur des eaux usées urbaine.

ANNEXE

Annexe 1 dotation en eau potable

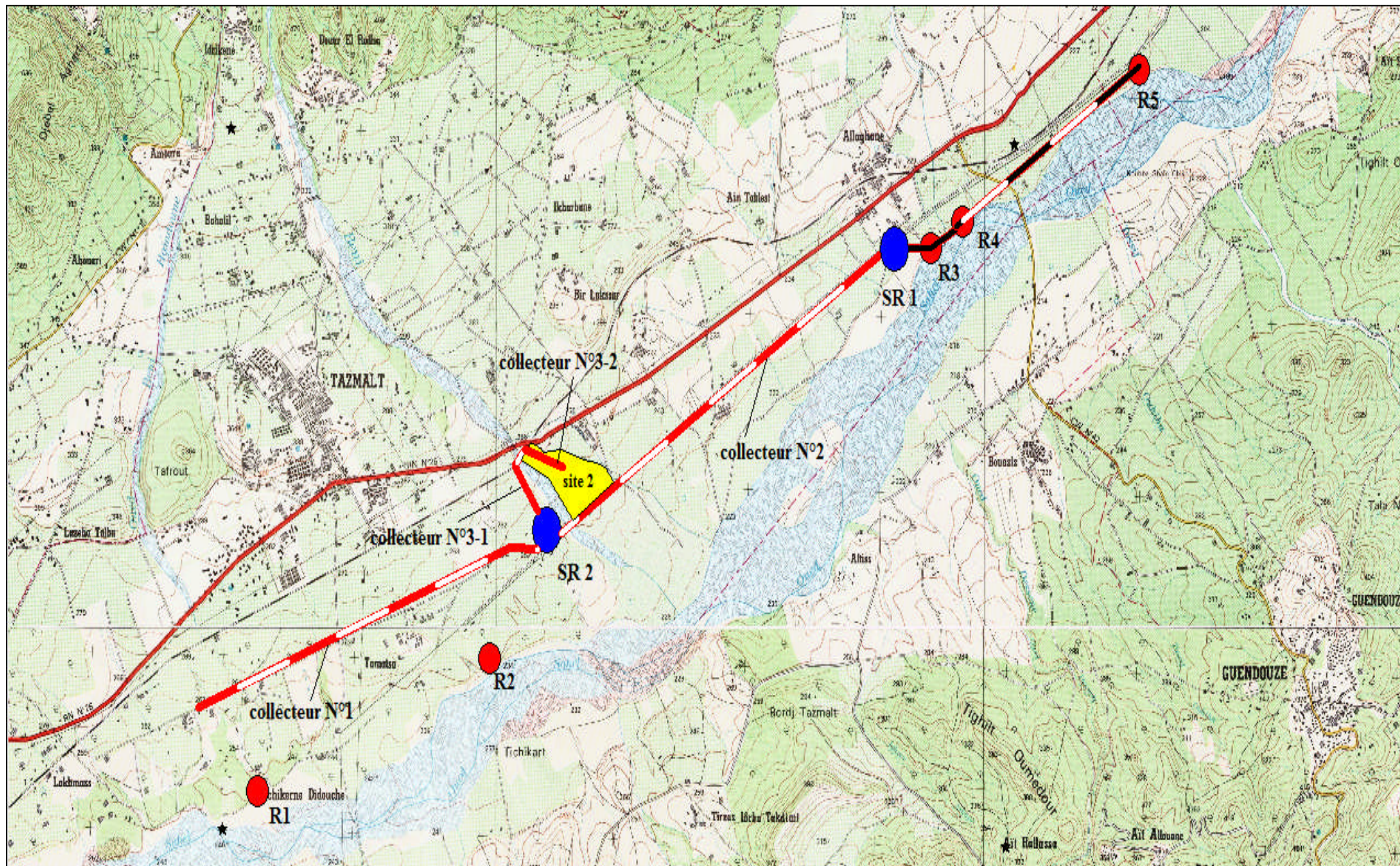
Designation	Norme de dotation
Crèche	15 l/j/enfant
Ecole fondamentale	20l/j/élève
CEM	20l/j/élève
Lycée	30j/élève
Technicum	40l/j/élève
Hopital	300l/j/lit
Polyclinique	20l/j/malade
Sale de soins	20l/j/malade
Mosque	05l/j/m ²
Maison de la culture	04l/j/m ²
Sale de spectacle	04l/j/m ²
Cinema	04l/j/m ²
hotel	100l/j/chambre
Auberge des jeunes	50l/j/chambre
Complexe touristique	30l/m ²
Abattoire	200l/j/petit bétail 400l/j/gros bétail
Marché couvert	03l/m ²
Poste	20l/j/personne
Stade	10l/j/sportif
Piscine	150l/j/baigneur
Aire de jeux	10l/j/sportif
Maison de re-education	150l/j/homme
Station service	100l/j/véhicule
Jardin public	20l/m ²
Administration	15l/j/personne
Caserne	50l/j/personne

Annexe 2

Tableau récapitulatif final illustrant les concentration moyennes des rejets N°II (Allaghen) et N°II (Tazmalt) examinés la ville de Tazmalt (W.Béjaia):

Paramètres physico-chimiques examinés	Unités	Conc.moy Rejet N°1 Allaghen (I ^{ère} - II ^{ème} champagne)	Conc.moy Rejet N°II Tazmalt (I ^{ère} -II ^{ème} champagne)	Concentration moyennes (mélange)
Température de l'air	(°C)	18,40	17,90	18,15
Température de l'eau brute (*)	(°C)	17,50	18,15	17,85
Debits mesures (*)	(l/s)	1,50	24,15	12,85
pH	--	6,90	7,40	7,15
Oxygène dissous	(mg/l)	--	--	--
Conductivité C _{25°C}	(µs/cm)	3,389	1,726	2,557
Minéralisation	(mg/l)	2,100	1,070	1,585
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	mgO ₂ /l)	259,15	110,30	<u>184,75</u>
Demende chimique en oxygène (DCO)	mgO ₂ /l)	469,40	248,50	<u>358,95</u>
Matières en suspension (MES (105° C))	(mg/l)	212,35	171,75	<u>192,05</u>
Azote ammoniacal (NH ₄)	(mg/l)	133,10	108,90	121,00
Nitrites (NO ₂)	(mg/l)	<0,02	<0,02	<0,02
Phosphates (PO ₄)	(mg/l)	43,90	49,20	46,55
Phosphores(P)	(mg/l)	14,50	16,25	15,40
Métaux lourds				
Plomb (Pb)	(mg/l)	--	0,013	0,0013
Chrome (Cr)	(mg/l)	--	<0,005	<0,005
Fer (Fe)	(mg/l)	--	0,17	0,17
Manganèse (Mn)	(mg/l)	--	0,17	0,17
Rapport (DCO/DBO ₅)	--	≈1,80	≈2,25	≈1,95

Annexe 4 les collecteurs d'amené vers la STEP



ملخص

ان عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة تزمالت بولاية بجاية. و هذا يهدف الى تحسين الأوضاع لإيكولوجيكية و المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية. مذكرتنا هذه تنظمن دراسة مفصلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة على مرحلتين -المرحلة لأولى معالجة المياه المستعملة في أفاق 2030 ذات قدرة معالجة 55892 نسمة. -المرحلة الثانية تتمثل في توسيع المحطة لضمان رفع قدرة استيعاب المياه المستعملة إلى 61922 نسمة في أفاق 2045.

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude 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 on va dimensionner la station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge, cette station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 55892 équivalent habitant à l'horizon 2030. La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 61925 équivalent habitant à l'horizon 2045.

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 treatment plant wastewater by activated sludge to average charge, this station is made to two phases: The first phase will permit to treat pollution due to the population will 55892 inhabitants in 2030 horizons.

The second phase consists of extension workshops for these latter correspond to an increase of the initial capacity of the station with 61922 equivalent habitants in 2040 horizons