



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M. DJAROUN Hamza

M. GOUNANE Ighiles

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

Option : **Ouvrages et aménagements hydrauliques**

INTITULE :

DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DE LA STATION D'ÉPURATION DE SIDI AICH (W.BEJAIA)

Soutenu le 01 /07 / 2015 devant le jury composé de :

- Président : **M. C.LABIOD**
- Promoteur (s) : **M. S.HADDAD**
- Examineur (s) : **M. M.AMIROUCHE**

Remerciements

Nous commençons par remercier dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et l'amour du savoir pour pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos plus vifs remerciements vont à M S.HADDAD pour avoir accepté d'encadrer notre sujet, ainsi pour son orientation, ses judicieux conseils et sa disponibilité tout au long de l'évaluation de notre projet.

Nos vifs remerciements aux responsables et personnel de l'office national de l'assainissement de Bejaia (ONA) surtout à M BOULLAFA.

A tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Ma très chère mère qui m'a toujours apportée

Son amour et son affection

Mon cher père, qui m'a toujours encouragé, conseillé et

Soutenu dans mon travail

Mes très chère soeurs, Lila et Kahina qui m'ont aidée

énormément dans mes études

Mes chères frères, Malik et Nassim.

Ma chère copine Kahina BOUAHMAD

*Mes camarades de la promo d'hydraulique, Mon binôme
DJAROUN Hamza, HAFIANE AMINE, BOUZERRA Abdou,
BOUSSIOF Fathi, HANNAN GHANI, MAZIR BELHADJ,
BOUZERARA Massi et NESSAH FENTENE, KACI Ali, SADI
RABAH.*

Ghiles

DEDICACES

A ma très chère mère

*Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le
Symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et
L'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.
Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.
Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que
tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.
Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin
dans leur vie et leurs études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond
amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et
t'accorder santé, longue vie et bonheur.*

A mon très cher Père

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour,
l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.
Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.
Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis
pour mon éducation et ma formation.*

A mes très chers frères

Ali, Saïd, Moh, Djilali, Slimane

A mes très chers Sœurs

Nadia, fatma, fazia

A ma petite princesse adorée

Lydia KHOUF

*Quand je t'ai connu, j'ai trouvé la femme de ma vie, ma lumière de mon chemin.
Ma vie à tes côtés est remplie de belles surprises.
Tes sacrifices, ton soutien moral et matériel, ta gentillesse sans
égal, ton profond attachement m'ont permis de réussir mes études.
Sans ton aide, tes conseils et tes encouragements ce travail n'aurait vu le jour.
Que dieu réunisse nos chemins pour un long commun serein
et que ce travail soit témoignage de ma reconnaissance et de
mon amour sincère et fidèle.*

A mes très chers Amis

*Mon binôme le président Ighiles, S.Hamza, M, Mezian B. Mohamed, A.Samir, H.Amine, N.Djigo,
B.Abdelwahab, H, abdelghani, K, Rli, Rabah, S.Nassim et nabil, L.Atika. A.Rachid, A.nassim.*

A la mémoire de mon cher ami Makhlouf AMROUNE que dieu lui soit clément

*Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes
pour moi des frères, sœurs et des amis sur qui je peux compter.*

Sommaire

| | |
|------------------------------------|---|
| Introduction générale | 1 |
|------------------------------------|---|

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

| | |
|---|----|
| I.1. Situation Géographique | 2 |
| I.2. Situation Topographique..... | 3 |
| I.3. Situation géologique | 3 |
| I.3.1. Sols | 3 |
| I.3.2. Tectonique | 3 |
| I.4. Hydrographique | 4 |
| I.5. Situation Climatique | 4 |
| I.5.1. Les Précipitations | 4 |
| I.5.2. La Température | 5 |
| I.5.3. L'ensoleillement..... | 6 |
| I.5.4. L'évaporation | 7 |
| I.5.5. Les vents..... | 7 |
| I.5.5.1. Direction des vents | 7 |
| I.5.5.2. Vitesses des vents | 8 |
| I.5.6. L'humidité..... | 8 |
| I.5.7. Synthèse Climatique..... | 9 |
| I.6. Infrastructure et indicateur Hydraulique | 11 |
| I.6.1. Réseau d'Alimentation en Eau Potable | 11 |
| I.6.2. Réseau d'assainissement | 12 |
| I.8. Etudes démographique..... | 14 |
| I.9. Equipement existants | 15 |
| I.10. Conclusion | 15 |

Chapitre II : Caractéristiques et évaluation des flux d'eaux usées

| | |
|---------------------------------------|----|
| II.1. Introduction | 16 |
| II.2. Origine des eaux usées | 16 |
| II.2.1. Les Eaux domestiques..... | 16 |
| II.2.2. Les eaux industrielles..... | 16 |
| II.2.3. Les eaux pluviales..... | 16 |
| II.2.4. Les effluents agricoles | 16 |
| II.3. Système d'assainissement..... | 17 |

| | |
|---|----|
| II.3.1. Le système unitaire | 17 |
| II.3.2. Le système séparatif..... | 17 |
| II.4. Différents types de pollutions..... | 17 |
| II.4.1. Pollution organique | 17 |
| II.4.2. Pollution microbiologique | 17 |
| II.4.3. Pollution minérale..... | 17 |
| II.5. Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés | 18 |
| II.5.1 Paramètre physique..... | 18 |
| II.5.1.1. <i>Température</i> | 18 |
| II.5.1.2. <i>Conductivité</i> | 18 |
| II.5.1.3. <i>La turbidité</i> | 18 |
| II.5.1.4. <i>Couleur et odeur</i> | 18 |
| II.5.1.5. <i>Les charges pondérales</i> | 18 |
| II.5.2. Paramètres chimiques | 19 |
| II.5.2.1. <i>PH (Potentiel Hydrogène)</i> | 19 |
| II.5.2.2. <i>Demande biochimique en oxygène (DBO5)</i> | 19 |
| II.5.2.4. <i>Relation entre DBO₅ et DCO</i> | 20 |
| II.5.2.5. <i>Le carbone organique total (COT)</i> | 20 |
| II.5.2.6. <i>Les sels nutritifs</i> | 20 |
| II.5.3. Les paramètres microbiologiques | 21 |
| II.6.1. Activité agricole..... | 21 |
| II.6.1.1. <i>Pollution agricole au niveau de Sidi Aich</i> | 21 |
| II.6.1.2. <i>Pollution agricole au niveau de Leflay, Tinebdhar et Sidi-Aich</i> | 22 |
| II.6.1.3. <i>Pollution par les huileries</i> | 23 |
| II.6.1.4. <i>Les abattoirs</i> | 24 |
| II.6.2. Pollution des lavages..... | 24 |
| II.6.3. Pollution industrielle | 24 |
| II.6.4. Pollution d'origine des activités commerciales | 24 |
| II.7. Estimation des charges polluantes | 24 |
| II.7.1. Echantillonnage..... | 24 |
| II.7.2. Choix de point de prélèvement | 25 |
| II.7.3. Paramètres analysés | 26 |
| II.7.3. Les méthodes d'analyses utilisées | 26 |

| | |
|--|----|
| II.7.3. Résultats des analyses | 27 |
| II.7.4. Interprétation des résultats | 27 |
| II.7.4. Biodégradabilité et nature du rejet | 29 |
| II.8. Estimation des charges hydrauliques..... | 29 |
| II.8.1. Calcul du débit des eaux usées domestiques..... | 29 |
| II.8.2. Calcul du débit des eaux usées des équipements | 31 |
| II.8.3. Calcul du débit des eaux usées total | 32 |
| II.8.4. Débit moyen horaire $Q_{moy.h}$ | 32 |
| II.8.5. Calcul des charges polluantes | 32 |
| II.8.6. La charge moyenne journalière en MES..... | 33 |
| II.8.7. La charge moyenne journalière en DCO | 33 |
| II.9. Conclusion. | 35 |

Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux usées

| | |
|--|----|
| III.1. Introduction | 36 |
| III.2. Classification des techniques d'épuration | 36 |
| III.2.1 Les procédés d'épurations physiques (le prétraitement) | 36 |
| <i>III.2.1.1. Dégrillage</i> | 36 |
| <i>III.2.1.2. Le dessablage</i> | 37 |
| <i>III.2.1.3. Dégraissage- déshuilage</i> | 37 |
| III.2.2 Procédé physiques et chimiques (décantation)..... | 39 |
| <i>III.2.2.1. Procédés de décantation physique</i> | 39 |
| <i>III.2.2.2. Procédés de décantation chimique</i> | 39 |
| <i>III.2.2.3 Les principaux types de décanteurs</i> | 40 |
| III.2.3 Les procédés biologiques..... | 42 |
| <i>III.2.3.1 Classification des techniques d'épuration biologique</i> | 42 |
| <i>III.2.3.1.1 Les procédés intensifs ou artificiels</i> | 42 |
| <i>III.2.3.1.2 Les procédés extensifs</i> | 45 |
| III.2.4 Les Traitements Complémentaires | 48 |
| III.3. Choix du procédé biologique a adopté pour le cas de notre agglomération | 49 |
| III.3.1. La population raccordée à la future station | 49 |
| III.3.2. Qualité des eaux rejetée au milieu récepteur | 49 |
| III.3.3. Avantages et inconvénient de chaque procédé | 50 |
| III.4. Sites d'implantation de la future station d'épuration de Sidi Aich | 50 |

| | |
|------------------------|----|
| III.5. Conclusion..... | 55 |
|------------------------|----|

Chapitre IV : Dimensionnement

| | |
|--|-----------|
| IV.1. Introduction..... | 56 |
| IV.2. Dimensionnement des collecteurs de transport des eaux usées vers la STEP..... | 57 |
| IV.2.1. Dimensionnement du collecteur N°01 Sidi Aich, Leflay et tinebhar..... | 58 |
| IV.2.2. Dimensionnement du collecteur N°02 de Sidi Ayad de vers la STEP..... | 58 |
| IV.3. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration..... | 59 |
| IV.3.1. Prétraitements..... | 59 |
| IV.3.1.1. Dimensionnement des Dégrillages..... | 59 |
| IV.3.1.2. Dessablage – Déshuilage..... | 64 |
| IV.3.2. Le traitement primaire (décantation primaire)..... | 67 |
| IV.3.2.1. Dimensionnement de décanteur primaire..... | 67 |
| IV.3.3. Les traitements secondaires..... | 69 |
| IV.3.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération..... | 69 |
| IV.3.3.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)..... | 75 |
| IV.3.4. Traitement tertiaire (désinfection)..... | 78 |
| IV.3.4.1. Dose du chlore à injecter..... | 78 |
| IV.3.4.2. La dose journalière en chlore..... | 78 |
| IV.3.4.3. Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore..... | 78 |
| IV.3.4.4. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire..... | 79 |
| IV.3.4.5. La quantité annuelle d'hypochlorite..... | 79 |
| IV.3.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection..... | 79 |
| IV.3.5. Traitement des boues..... | 80 |
| IV.3.5.1. Epaissement..... | 80 |
| IV.3.5.2. Stabilisation..... | 82 |
| IV.3.5.3. Déshydratation..... | 83 |
| IV.4. Conclusion..... | 85 |
| Conclusion générale..... | 86 |

Liste des figures

Liste des figures chapitre I

| | |
|---|----|
| Figure (I.1) : Plan de situation de la zone d'étude..... | 2 |
| Figure (I.2) : évolution des précipitations pendant l'année..... | 5 |
| Figure (I.3) : Moyenne mensuelle et annuelle des températures..... | 6 |
| Figure (I.4) : Moyennes mensuelles de la vitesse des vents..... | 6 |
| Figure (I.5) : Moyennes mensuelles de l'évaporation..... | 7 |
| Figure (I.6) : Moyennes mensuelles de la vitesse des vents..... | 8 |
| Figure (I.7) : Moyennes mensuelles d'Humidité..... | 9 |
| Figure (I.8) : diagramme Ombrothermique | 10 |

Liste des figures chapitre II

| | |
|---|----|
| Figure (II.1) : point de prélèvement du rejet1 de Sidi Aich gauche..... | 26 |
| Figure (II.2) : point de prélèvement du rejet 2 droite de Sidi Aich..... | 26 |

Liste des figures chapitre III

| | |
|--|----|
| Figure (III.1) : Grille statique simple | 37 |
| Figure (III.2) : Dégrilleur fixe à chaîne sans fin et râteau..... | 37 |
| Figure (III.3) : déshuileur dégraisseur de la STEP de BARAKI..... | 38 |
| Figure (III.4) : schéma d'un Dessableur | 39 |
| Figure (III.5) : Emprisonnement des particules dans les floccs pendant la décantation | 40 |
| Figure (III.6) : Décanteur cylindro-conique..... | 40 |
| Figure (III.7) : Décanteur circulaire à raclage mécanique..... | 41 |
| Figure (III.8) . : Décanteur longitudinal à pont racleur..... | 41 |
| Figure (III.9) : Schéma du principe du lit bactérien..... | 42 |
| Figure III.10 : Schéma du principe des biodisques | 43 |
| Figure (III.11) : Procédé d'épuration par boue activée..... | 43 |
| Figure (III.12) : cultures fixées sur support fin..... | 45 |
| Figure (III.13) : filtre planté à écoulement vertical | 46 |
| Figure (III.14) : filtre planté à écoulement horizontal..... | 46 |
| Figure (III.15) : schéma d'un lagunage naturel | 47 |
| Figure (III.16) : lagunage aéré | 48 |
| Figure (III.17) : Domaine d'application possible..... | 49 |
| Figure (III.18) : Plan de réseau des collecteurs des eaux usées projeté vers les sites susceptibles d'implanter la STEP | 51 |
| Figure (III.19) : tracé des collecteurs des eaux usées projeté vers le site 01 | 52 |
| Figure (III.20) : tracé des collecteurs des eaux usées projeté vers le site 02 | 53 |
| Figure (III.21) : tracé des collecteurs des eaux usées projeté vers le site 03 | 54 |

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux de Chapitre I

| | |
|--|----|
| Tableau I.1 : Evolution des précipitations pendant l'année..... | 5 |
| Tableau I.2 : Moyenne mensuelle et annuelle des températures..... | 5 |
| Tableau I.3 : Moyenne mensuelle et annuelle des températures..... | 6 |
| Tableau I.3 : Moyenne mensuelle et annuelle de l'évaporation. | 7 |
| Tableau I.4 : Fréquence des directions des vents dominants au sol. | 8 |
| Tableau I.5 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents..... | 8 |
| Tableau I.6 : données d'humidité relative mensuelles moyennes..... | 9 |
| Tableau I.7 : Indice d'aridité..... | 10 |
| Tableau I.8: la mobilisation des ressource en eau des communes de Sidi Aich, Tinbdar, El-Flay et Sidi Ayad. | 11 |
| Tableau I.9 : Infrastructures hydrauliques existant dans la région d'étude | 11 |
| Tableau I.10 : Longueur des réseaux d'A.E.P | 11 |
| Tableau I.11 : Etat du réseau d'assainissement existant. | 12 |
| Tableau I.12 : Zones assainies avec leurs points de rejets. | 13 |
| Tableau I.13 : état du réseau d'assainissement existant des régions de Sidi Ayad, Leflay, et Tinbdhar | 14 |
| Tableau I.14: évolution de la population future du centre de Sidi Aich..... | 15 |
| Tableau I.15: Evolution de la population future de Leflay, Tinebdhar et Sidi Ayad) | 15 |

Liste des tableaux de Chapitre II

| | |
|---|----|
| Tableau II.1 : Coefficient de biodégradabilité..... | 20 |
| Tableau II.2 : Représentation générale des terres..... | 21 |
| Tableau II.3 : Occupation des sols des différentes productions de la ville de Sidi Aich | 22 |
| Tableau II.4 : Répartition générales des terres | 22 |
| Tableau II.5 : Occupation des sols des différentes communes..... | 23 |
| Tableau II.6 : Besoin en eau des huileries. | 23 |
| Tableau II.7 : Affectation des huileries des communes de Leflay, Tinbdar et Sidi ayad..... | 23 |
| Tableau II.8 : besoin en eau de l'abattoir..... | 24 |
| Tableau II.9 : Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution | 26 |
| Tableau II.10 : Résultats d'analyse des échantillons prélevés au niveau de points de rejet N°1 | 27 |
| Tableau II.11 : Résultats d'analyse des échantillons prélevés au niveau de points de rejet N°2 | 27 |
| Tableau II.12 : valeurs moyennes des charges polluantes des rejets de Sidi Aich | 29 |
| Tableau II.13 : Récapitulatif des besoins domestiques et des rejets de la commune Sidi Aich | 30 |
| Tableau II.14 : Récapitulatif des besoins domestiques et des rejets de la commune Sidi Ayad | 30 |
| Tableau II.15 : Récapitulatif des besoins domestiques et des rejets de la commune Tinbdhare | 30 |
| Tableau II.16 : Récapitulatif des besoins domestiques et des rejets de la commune Elflaye | 30 |
| Tableau II.17 : Récapitulatif des rejets d'eaux usées domestiques de la région d'étude. | 30 |
| Tableau II.18 : Estimation des rejets d'équipement de la commune Sidi Aich | 31 |
| Tableau II.19 : Estimation des rejets d'équipement de la commune Sidi Ayad | 31 |
| Tableau II.20 : Estimation des rejets d'équipement de la commune Tinebdhar | 31 |
| Tableau II.21 : Estimation des rejets d'équipement de la commune Leflay | 31 |
| Tableau II.22 : Récapitulatif des rejets d'équipement de la région d'étude. | 32 |
| Tableau II.23 : Rejet total en eaux usées de la région d'étude. | 32 |
| Tableau II.24 : l'évolution de la capacité d'équivalent habitant de la future STEP. | 32 |
| Tableau II.25 : Estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons d'études. | 34 |
| Tableau II.26 : Récapitulatif des valeurs des charges polluantes et hydraulique. | 34 |

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux Chapitre III

| | |
|---|----|
| Tableau III.1 : Classement des procédés par boues activées. | 44 |
| Tableau III.2 : Récapitulatif des avantages et inconvénients technico-économiques de chaque procédé biologique. | 50 |
| Tableau III.3 : Les caractéristiques générales du site 01 | 51 |
| Tableau III.4 : Les caractéristiques générales du site 02 | 52 |
| Tableau III.5 : Les caractéristiques générales du site 03 | 53 |

Liste des tableaux de Chapitre IV

| | |
|---|----|
| Tableau IV.1 : récapitulatifs des vitesses d'écoulement de l'ensemble d'écoulement..... | 58 |
| Tableau IV.2 : données de bases | 59 |
| Tableau IV.3 : Espacement et épaisseur des barreaux. | 60 |
| Tableau IV.4 : les données de base de dimensionnement du dégrilleur grossier. | 60 |
| Tableau IV.5 : les données de base de dimensionnement du dégrilleur fin. | 61 |
| Tableau IV.6 : les valeurs de γ | 61 |
| Tableau IV.7 : les paramètres de calcul des pertes de charges de la grille grossière..... | 62 |
| Tableau IV.8 : les paramètres de calcul des pertes de charges de la grille fine. | 62 |
| Tableau IV.9 : les résultats de dimensionnement du dégrilleur pour les horizons 2025 et 2035 | 63 |
| Tableau IV.10 : paramètre a proposé pour le dimensionnement de l'ouvrage | 64 |
| Tableau IV.11 : Dimensionnement du Dessableur-déshuileur. | 66 |
| Tableau IV.12 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ | 67 |
| Tableau IV.13 : dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons. | 69 |
| Tableau IV.14 : Résultats de calcul d'aérateur pour les horizons 2025 et 2035..... | 77 |
| Tableau IV.15 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les horizons. | 80 |
| Tableau IV.16 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur anaérobie et le lit de séchage (2025 et 2035)..... | 84 |

INTRODUCTION GENERALE

l'épuration des eaux usées en Algérie est un enjeu majeur pour la préservation des milieux naturels contre les agressions de différentes activités humaines que le milieu naturel à lui seul ne peut les traiter.

Face à ce problème, notre pays a entrepris un programme d'urgence de réalisation de stations d'épurations dont celle de Sidi Aich, afin de protéger le milieu aquatique caractérisé par la présence de nappes libres de faible profondeur et de l'Oued de Soummam, qui traverse l'ensemble de la région et la coupe en deux rives gauche et droite.

Pour cela, notre étude sera basée sur trois points essentiels à savoir :

- La collecte des rejets de l'ensemble des eaux usées de différentes communes de la région d'étude et l'acheminement vers la future station d'épuration.
- Le choix du site et de la procédure à adopter.
- Le dimensionnement de la station d'épuration destinée à recevoir et à traiter les eaux usées de la région d'étude.

La méthodologie qu'on optera pour l'étude est la suivante :

Recueil et exploitation des données nécessaires sur le site d'étude afin de connaître les différents aspects du problème à savoir : la population actuelle et future, le climat, le réseau hydrographique, infrastructures hydrauliques, pollution existante dans la région et la campagne d'échantillonnage ; nécessaires à l'estimation des charges polluantes. Cette étape fera l'objet de chapitres **I** et **II**. La deuxième étape sera basée sur l'étude des différents procédés d'épurations existants est le choix final du procédé le plus optimum adopté pour le cas de notre étude. Le choix sera traité dans le chapitre **III**.

Enfin, nous allons étudier dans le chapitre **VI** le dimensionnement du collecteur et de l'ensemble des ouvrages de la station d'épuration destinée au traitement des eaux usées de la région de Sidi Aich.

Chapitre I :
Présentation de l'agglomération

I.1. Situation Géographique

La région de Sidi Aich est située au Sud-Ouest et à environ 45 Km du chef-lieu de la wilaya de Bejaia, et environ 220 kilomètre de la capitale.

Elle est axée sur la vallée de la Soummam et située approximativement dans la partie centrale de celle-ci à une distance relativement faible de la mer.

La daïra de Sidi-Aich est scindée en cinq communes à savoir :

- La commune de Sidi Aich ;
- La commune de Tifra ;
- La commune de Tinebdhar ;
- La commune de Sidi Ayad ;
- La commune de Leflay.

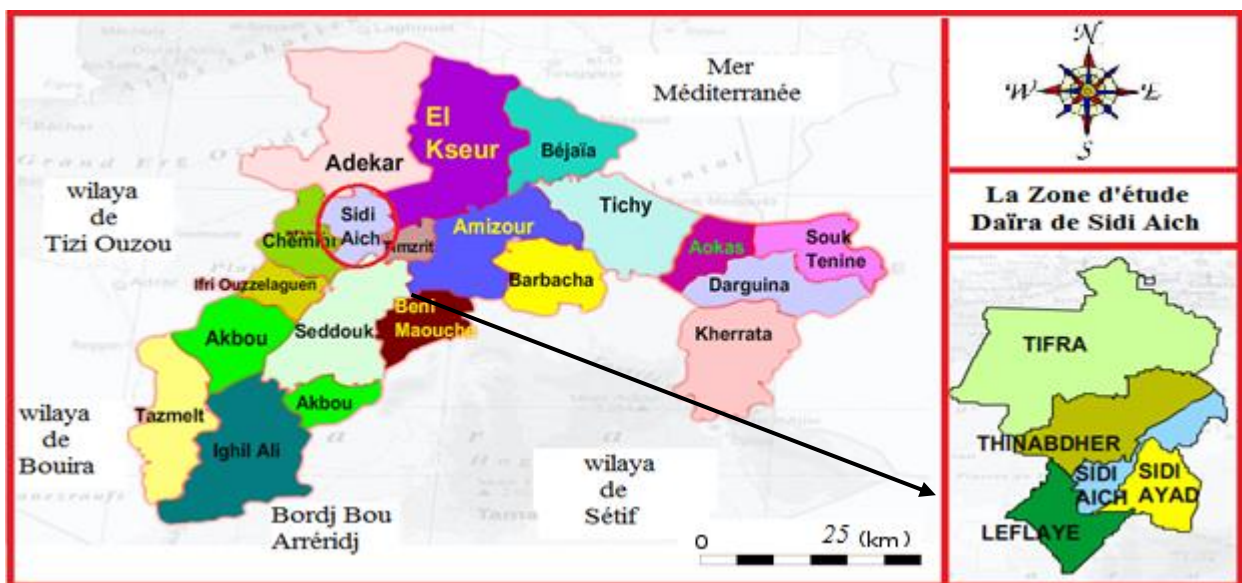


Figure (I.1) : Plan de situation de la zone d'étude.

Le territoire de Sidi Aich présente deux milieux naturels distincts : La partie basse de la vallée, et les versants des montagnes qui se rapprochent au niveau du chef-lieu pour former une série de gorges. La commune est traversée par l'Oued Soummam qui la coupe en deux parties.

Le réseau routier de la région est constitué essentiellement par la RN 26 qui relie Sidi Aich à Bejaia et à la RN 5 en passant par Akbou. Les autres voies de communication (CW 173, CW173, CW21, CW13) débouchent au niveau du chef-lieu et de ce fait assurent à la commune de bonne relation avec les communes limitrophes. L'agglomération joue un rôle régional. APC de Sidi Aich.

Sur le plan économique, le commerce est la principale vocation de la ville, vu l'importance des infrastructures et la position de la ville sur la RN 26 et le carrefour qui la relie à différentes localités environnantes. S'ajoutant quelques unités de production industrielle qui présentent un support d'emploi. [3]

Notre travail consiste à l'étude de collecte des eaux usées de la rive gauche, composée de 03 communes à savoir : Sidi Aich gauche, Leflay et Tinebdhar et de côté droit, composée de 02

localités : Sidi Ayad et la partie droite de la commune Sidi Aich, vers la future station d'épuration qui sera implantée dans la commune de Sidi Aich.

I.2. Situation Topographique

Le territoire de Sidi Aich comprend deux zones de relief différentes suivant l'altitude :

La partie basse de la vallée de la Soummam (80 à 100 m altitude) ainsi que les rives des versants de montagnes s'élevant jusqu'à environ 600 m d'altitude à la limite communale.

Sur les deux rives les pentes sont pour la majeure partie forte. Les terrains de moins de 25% de pente sont peu nombreux, mis à part au fond de la vallée.

Les cours d'eaux intermittentes ont creusé de nombreux ravins, les plus importants sont sur la rive gauche qui constitue une limite naturelle importante et qui débouche sur la Soummam à la sortie Sud de chef-lieu par la route nationale RN 26.

Les fortes pentes et les plusieurs sources ont contribué à un degré de ravinement important, ce qui rend l'occupation humaine des terrains plus difficile. [3]

I.3. Situation géologique

I.3.1. Sols

Dans la région du Sidi Aich, on distingue plusieurs types de sol suivant les régions. Le fond de la vallée est constitué par des alluvions grises. Ces sols peuvent devenir très productifs, pourvu que leur couche supérieur (sable-argileuse) ne soit pas lessivée par les cours d'eaux pendant les périodes des crues.

La rive droite est caractérisée généralement par la présence des sols rouges brunifiés, Ce type de sol occupe la majeure partie des terrains de cette rive. Ces sols sont improductifs. (*Voire annexe N 04*).

Sur la rive gauche plus en aval (dans la partie Nord de la commune), on trouve des sols bruns, ce type des sols est caractérisé par :

- Une lente capacité absorbante de l'eau.
- Grande étanchéité qui protège les plantes contre la sécheresse.

On trouve aussi des gisements de gypse, des terres convenables pour la poterie et la brique. [3]

I.3.2. Tectonique

On distingue trois différentes :

- Le sillon de la Soummam.
- Les versants de la rive gauche de la Soummam, qui sont formés au sud-ouest de la nappe du flysch et au Nord-Est, on trouve une formation du crétacé supérieur (Le crétacé est la dernière période de l'ère secondaire, de - 135 à - 65 millions d'années.), le long de la crête (qui est en même temps la limite communale vers la commune d'Akfadou).
- Les versants de la rive droite sont des formations de crétacé inférieur.

L'épicentre le plus proche d'une des principales secousses dans la wilaya de Bejaia se situe à plus de 30 Km au Sud-Ouest de Sidi Aich près du djebel Guergour. (D'après J.P Rothé de 1850-1945). [3]

I.4. Réseau Hydrographique

Le territoire de la commune de Sidi Aich est parcouru par un réseau hydrographique assez dense. L'oued de la Soummam est le principal collecteur des eaux superficielles de la région, il présente un écoulement permanent et se jette dans la baie de Bejaïa. Il divise la commune de Sidi Aich en deux rives :

La rive gauche, l'oued Soummam est composé de plusieurs affluents (Ighzran) qui sont :

- Ighzer Bou-Haddad
- Targa Ouada
- Ighzer Oukhendouk
- Ighzer Bouzermane
- Targa Tasgounfouts
- Ighzer Maala

Par contre au niveau de la rive droite, il existe qu'un seul affluent appelé : Ighzer N'Chbib.

Du point de vue hydrologique, la ville de Sidi Aich est divisée en dix-huit (18) sous-bassins (BV) tracé par dix-huit cours d'eaux. . [3] Voir (*annexes 01*)

Remarque

Ighzer: Denomination des cours d'eaux de faible débit en hiver et souvent sec en été.

I.5. Situation Climatique

Les données climatiques sont des facteurs important dans un projet d'étude d'une station d'épuration. La daïra de Sidi-Aich fait partie du bassin versant de la Soummam. Elle est caractérisée par un climat méditerranéenne subhumide, caractérisé par une saison sèche de la mi-juin à la mi-Novembre et des courtes périodes de subsecheresses entre ces deux périodes.

I.5.1. Les Précipitations

Les données pluviométriques ont été enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Bejaïa en raison de l'absence d'une, au niveau de la zone d'étude (Sidi Aich).Les caractéristiques de la station sont les suivantes :

- Altitude : 2 m
- Latitude : 36°43
- Longitude : 05°04E

Les masses d'air humides venant de littoral déchargent leur poids des précipitations en contact avec l'air froid des montagnes de la rive gauche de la commune ; la pluviométrie varie de 700 à 900 mm par an. Sur la rive droite la pluviométrie varie de 700 à 800 mm par an. La partie sud de la ville est caractérisée par une précipitation moins importante allant de 600 à 650 mm par an du

fait de la présence des crêtes de la rive droite qui empêche la pénétration d'air humide vers le sud-ouest.

Tableau I.1 : Evolution mensuelle des précipitations.

| Mois | Jan | Fév. | Mar | Avr. | Mai | Jui | Juil. | Aout | Sep | Oct | Nov. | Déc. | moy |
|----------------------------|-----|------|------|------|-----|------|-------|------|------|------|------|------|-----|
| Précipitations (mm) | 128 | 84,8 | 39,7 | 71,6 | 38 | 14,2 | 12,5 | 11,4 | 69,4 | 57,6 | 96,3 | 60,9 | 797 |

Source : (Office nationale de la météorologie)

Ce tableau nous montre qu'au cours de la période (1993 /2003) la station enregistre un maximum de précipitation en mois de janvier (128.03 mm) et un minimum en mois d'aout (11.36 mm)

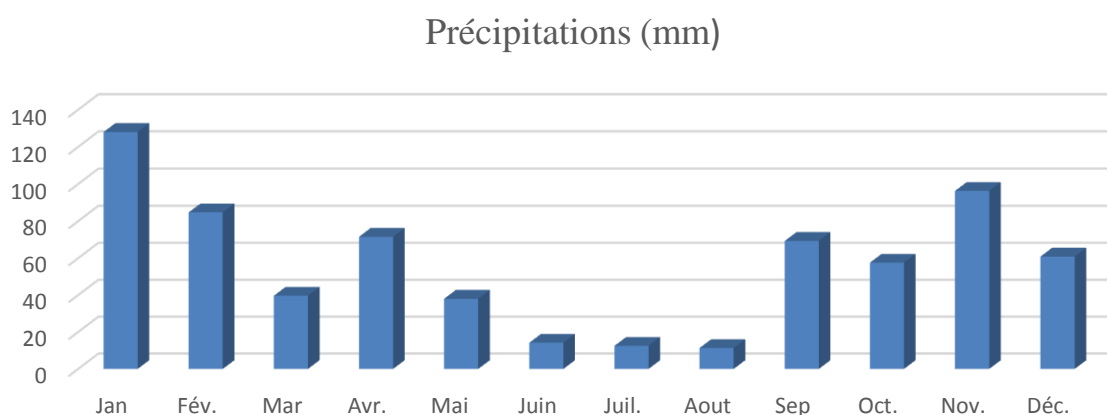


Figure (I.2) : évolution des précipitations pendant l'année.

I.5.2. La Température

Les températures sont relativement douces et variables : basses en hiver (< à 12,5°C) et relativement élevées en été et plus particulièrement en juillet et août (27,46°C).

Les températures moyennes mensuelles s'étalant de 1993 à 2003 sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2 : Moyennes mensuelles des températures.

| Mois | Jan | Fév | Mar | Avr. | Mai | Juin | Juil. | Aout | Sep | Oct. | Nov. | Déc. | Moy |
|-------------------------------|------|-----|-----|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|
| T_{max} C° | 16,7 | 17 | 19 | 20,4 | 23,3 | 27,2 | 29,2 | 30,2 | 28,1 | 25,4 | 21,1 | 18 | 23 |
| T_{min} C° | 7,8 | 7,2 | 9,4 | 10,7 | 14,7 | 18,4 | 20,8 | 22,4 | 19,4 | 16,3 | 12,2 | 10,1 | 14,1 |
| T_{moy} C° | 12,5 | 14 | 15 | 16,7 | 20,2 | 24 | 26,1 | 27,4 | 24,7 | 21,2 | 16,8 | 14,2 | 19,5 |

Source : (Office nationale de la météorologie)

La lecture du tableau nous montre que le trimestre hivernal (décembre, Janvier, février) est le plus froid avec des valeurs atteignant le minimum de 12,5°C en Janvier, tandis que les valeurs maximales sont atteintes pendant les trois mois d'été (juin, juillet, aout) avec une valeur maximale de 27,46°C en aout.

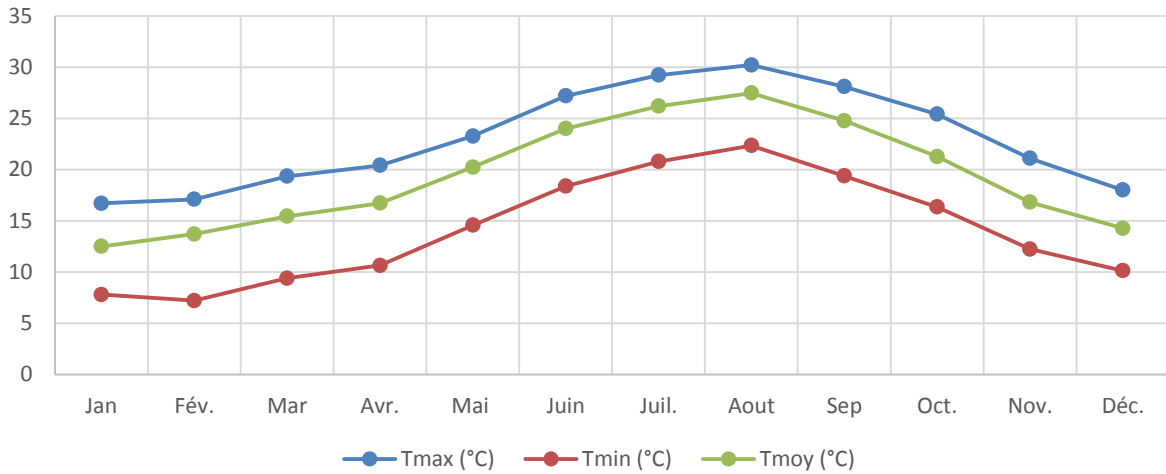


Figure (I.3) : Moyenne mensuelle des températures.

I.5.3. L'ensoleillement

Tableau I.3 : Moyennes mensuelles des températures

| Mois | Jan | Fév. | Mar | Avr. | Mai | Juin | Juil. | Aout | Sep | Oct. | Nov. | Déc. | moy |
|--------------------|-----|------|-----|------|-----|------|-------|------|-----|------|------|------|------|
| Ensoleillement (h) | 5,3 | 5,9 | 7,4 | 8,14 | 9,1 | 10,1 | 11,1 | 9,59 | 7 | 6,2 | 5,4 | 4,6 | 7,56 |

Source : (Office nationale de la météorologie)

D'après Le tableau on remarque que les valeurs les plus importantes sont enregistrées en période allant du mois de mars au mois d'octobre, atteignant le maximum en mois de juillet (11,05 Heures).

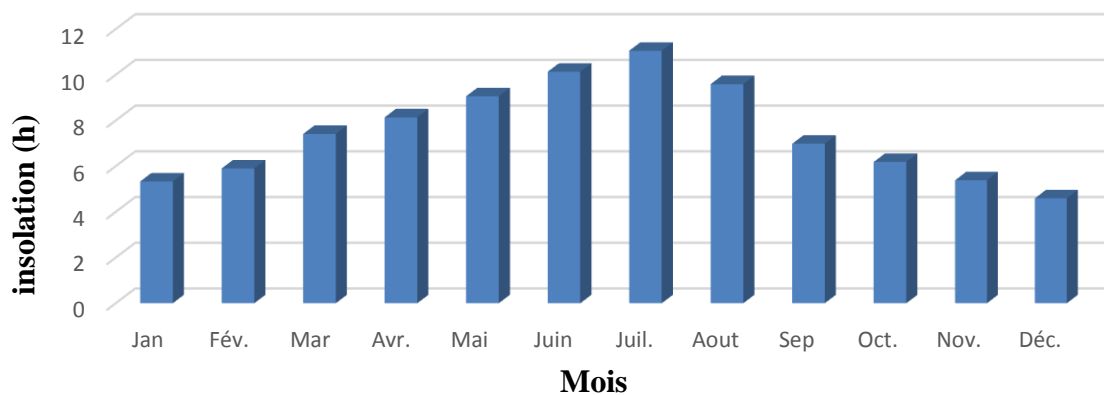


Figure (I.4) : diagramme en bâton des moyennes mensuelles de la vitesse des vents.

I.5.4. L'évaporation

L'évaporation est un facteur déterminé par la température, ce paramètre est important quand il s'agit de dimensionner des bassins ou des lits de séchage. Elle influe sur le temps de séjour des effluents dans les ouvrages et d'une autre part elle détermine le temps de séchage d'une épaisseur de boues donnée.

Les valeurs moyennes mensuelles d'évaporation enregistrées au niveau de la station météorologique de Bejaïa sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Moyennes mensuelles de l'évaporation.

| Mois | Jan | Fév | Mar | Avr. | Mai | Juin | Juil. | Aout | Sep | Oct. | Nov. | Déc. |
|-----------------|------|-----|------|------|------|------|-------|------|----------|------|------|------|
| évapo ration | 68,1 | 58 | 52,4 | 76 | 76,3 | 90,6 | 97 | 96,7 | 85, 7 | 80,4 | 78,4 | 66,6 |

Source :(Office nationale de la météorologie)

On remarque que l'évaporation est importante en été atteignant son maximum en mois de juillet avec une valeur de 97 mm, le minimum est enregistré en mois de mars avec une valeur de 52,4 mm.

Les moyennes annuelles de l'évaporation est de 930,5 mm

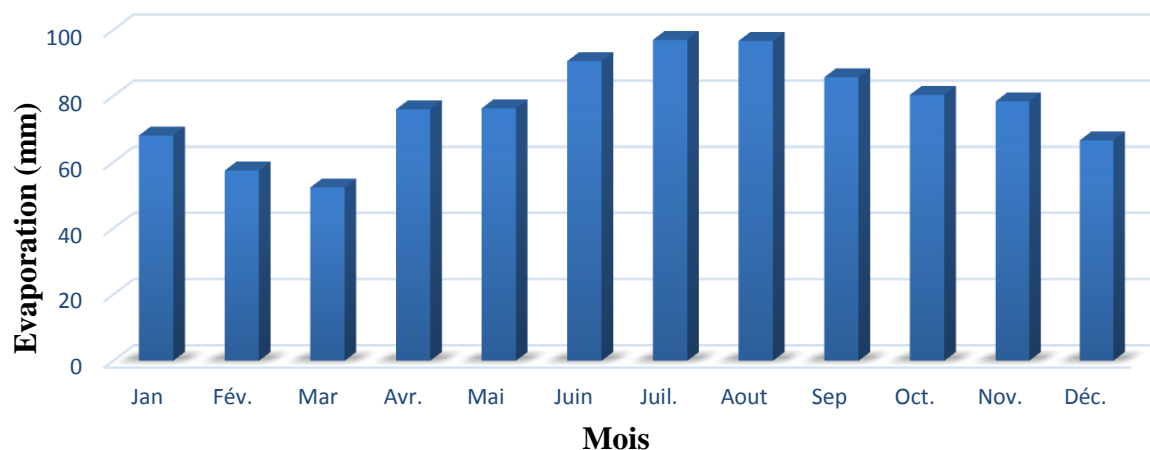


Figure (I.5) : Diagramme en bâton des moyennes mensuelles de l'évaporation.

I.5.5. Les vents

Parmi les éléments les plus caractéristique du climat c'est le vent, il est défini comme étant un dépassement d'air approximativement horizontal à l'exceptions des régions montagneuses ou la topographie exerce une influence importante, il est déterminé par son intensité, sa vitesse et sa direction.

I.5.5.1. Direction des vents

Les valeurs mentionnées dans le tableau ci-dessous représentent les fréquences des vents observées pendant une période de 10 ans mesurées par des directions différentes.

Tableau I.4 : Fréquence des directions des vents dominants au sol.

| Mois | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jui | Juil | Aout | Sep | Oct. | Nov. | Déc. | moy |
|------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|-----|------|------|------|-----|
| Nord | 03 | 02 | 03 | 04 | 03 | 03 | 02 | 02 | 04 | 03 | 03 | 01 | 03 |
| Nord Est | 01 | 01 | 04 | 03 | 05 | 07 | 08 | 07 | 05 | 04 | 02 | 01 | 04 |
| Est | 03 | 06 | 10 | 12 | 18 | 25 | 30 | 26 | 19 | 10 | 10 | 05 | 14 |
| Sud-Est | 04 | 06 | 05 | 08 | 10 | 10 | 08 | 09 | 08 | 06 | 04 | 03 | 07 |
| Sud | 04 | 02 | 01 | 02 | 02 | 03 | 03 | 04 | 05 | 05 | 05 | 05 | 04 |
| Sud-ouest | 18 | 15 | 14 | 15 | 11 | 09 | 10 | 11 | 17 | 22 | 24 | 25 | 16 |
| Ouest | 40 | 28 | 26 | 25 | 18 | 11 | 10 | 14 | 18 | 27 | 38 | 45 | 26 |
| Nord-ouest | 02 | 02 | 01 | 03 | 01 | 01 | 01 | 01 | 01 | 02 | 03 | 03 | 02 |

(Source : ONM)

On distingue d'après la répartition fréquentielle des vents, que les vents qui dominent cette région tout le long de l'année sont les vents d'ouest. Les vents d'Est dominent surtout pendant la période d'été (juin, juillet, aout, septembre).

I.5.5.2. Vitesses des vents

Tableau I.5 : Moyennes mensuelles de la vitesse des vents.

| Mois | jan | Fév. | Mar | Avr. | Mai | Jui | Juil. | Aout | Sep | Oct. | Nov. | Déc. | Moy |
|---------|-----|------|-----|------|-----|-----|-------|------|-----|------|------|------|------|
| V (m/s) | 2,9 | 3,1 | 2,8 | 3 | 2,6 | 2,7 | 2,6 | 2,67 | 2,4 | 2,7 | 3,08 | 3,21 | 2,83 |

(Source : ONM)

D'après le tableau on remarque que les vitesses des vents dans la région sont calmes et soufflant avec une intensité annuelle moyenne enregistrées de 2,83 m.

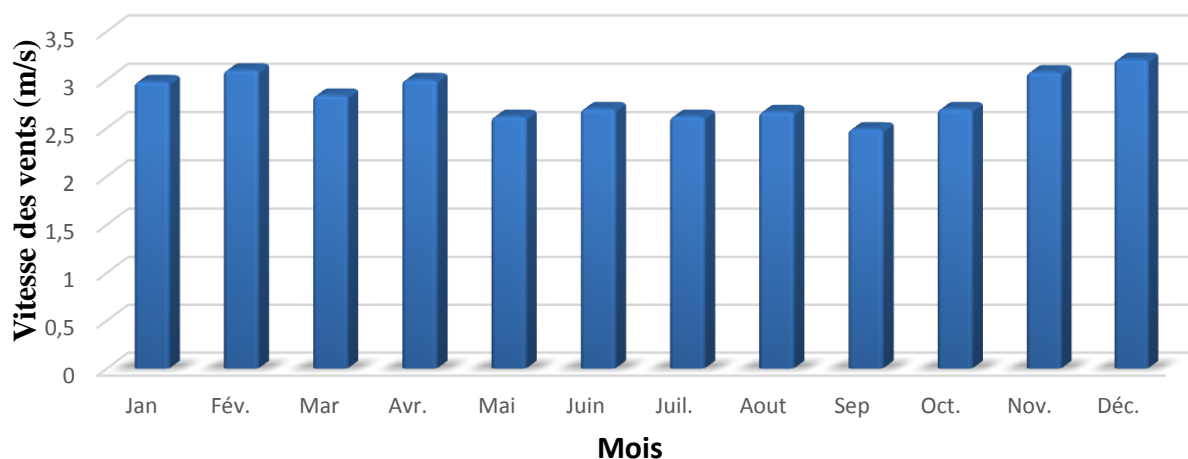


Figure (I.6) : Histogramme des moyennes mensuelles de la vitesse des vents.

I.5.6. L'humidité

L'humidité est un élément important dans le cycle hydrologique, contrôle l'évaporation. Elle exprime le degré de saturation de l'aire en vapeur d'eau, exprimée en pourcentage.

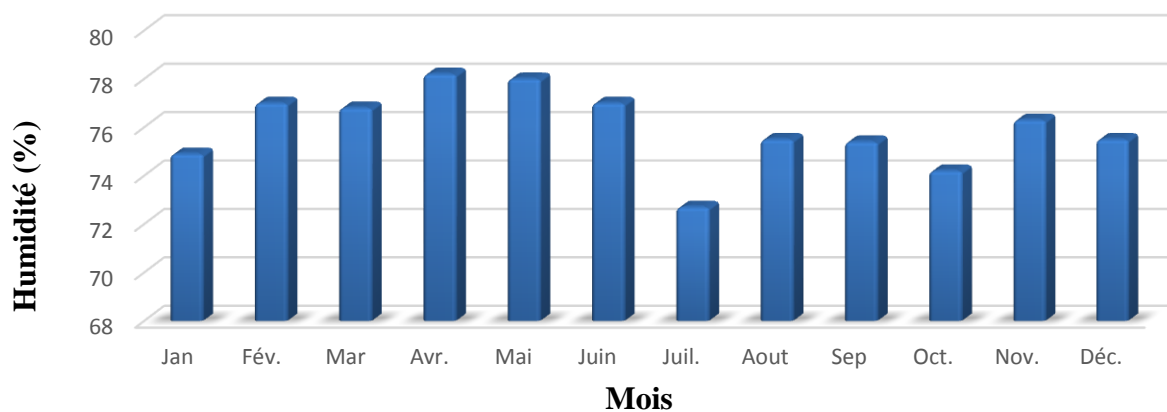
Tableau I.6 : moyennes mensuelles d'humidité relative

| Mois | Jan | Fév. | Mar | Avr. | Mai | Juin | Juil. | Aout | Sep | Oct. | Nov. | Déc. | moy |
|--------------|------|------|------|------|-----|------|-------|------|------|------|------|------|-----|
| Humidité (%) | 74,9 | 77 | 76,8 | 78,2 | 78 | 77 | 72,7 | 75,5 | 75,4 | 74,2 | 76,3 | 75,5 | 76 |

(Source : ONM)

Sur la base de données disponible pour la station de Bejaïa, on remarque que les pourcentages d'humidité enregistrée au cours de l'année varient entre 72 et 78 %.

La moyenne minimale a été enregistrée le mois de juillet avec une valeur de 72,7%, et la valeur maximale au mois de Mai avec une valeur de 78,5%.

**Figure (I.7):** Histogramme des moyennes mensuelles d'Humidité.

I.5.7. Synthèse Climatique

A travers les deux facteurs du climat, la température et la pluviométrie, on peut déduire trois paramètres importants :

- L'indice d'aridité ;
- Diagramme Ombrothermique ;
- Le climagramme d'EMBERGER.

I.5.7.1. L'indice d'aridité de DEMARTON

L'indice de l'aridité est un indicateur quantitatif du degré du manque d'eau présent à un endroit donné, il est défini par la formule suivante :

$$I = 12 P / (T + 10)$$

Avec :

- P : Pluviométrie moyenne mensuelle.
- T : Température moyenne mensuelle.
- I : Indice d'aridité.

Tableau I.7 : Indice d'aridité.

| Mois | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Sep | Oct | Nov | Dec |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Précipitations (mm) | 128 | 84,8 | 39,7 | 71,6 | 38 | 14,2 | 12,5 | 11,4 | 69,4 | 57,6 | 96,3 | 60,9 |
| Température (°C) | 12,5 | 13,7 | 15,4 | 16,7 | 20,2 | 24 | 26,1 | 27,4 | 24,7 | 21,2 | 16,8 | 14,2 |
| I (°c) | 68,3 | 42,9 | 18,7 | 32,1 | 15,1 | 5 | 4,2 | 3,6 | 23,9 | 22,1 | 43,1 | 30,1 |

(Source : ONM)

I.5.7.2 Diagramme Ombrothermique

Le diagramme Ombrothermique est un type particulier de diagramme climatique représentant les variations mensuelles sur une année de températures et des précipitations selon des gradations standardisées.

En appliquant la formule $P = 2T$, le diagramme nous permet de déterminer la période sèche ou le mois sec est celui où le total moyen des précipitations est inférieur ou égal au double de la température moyenne exprimée en degrés centigrades.

Quand la courbe de température est au-dessus de celle des précipitations, la zone délimitée représente la zone sèche.

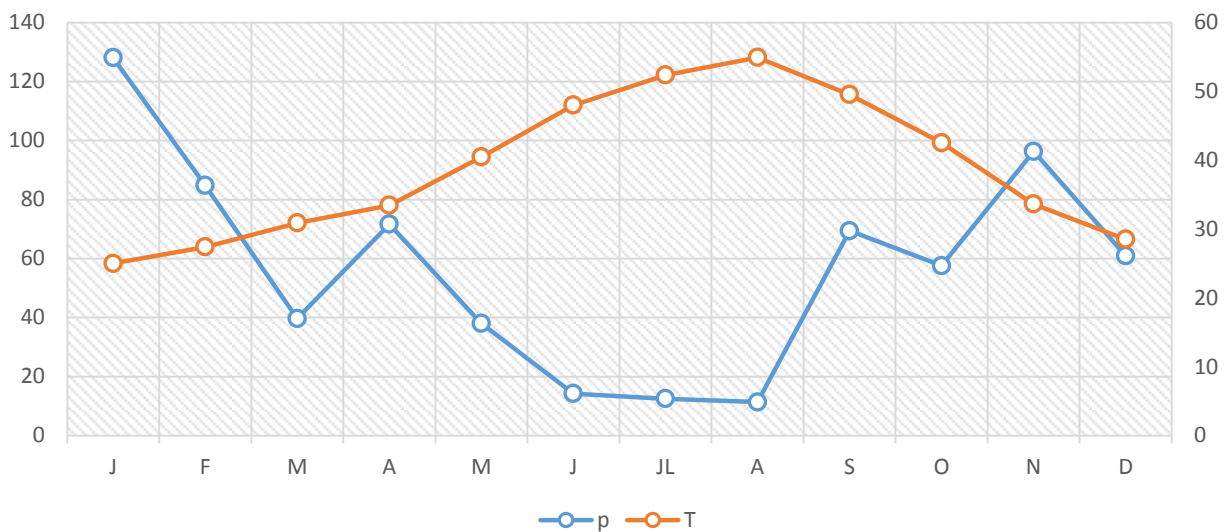


Figure (I.8) : diagramme Ombrothermique

Etablie par la station de Bejaia, il ressort que la période de sécheresses est étalée du mois de Mai jusqu'au mois d'Octobre. ONM.

I.6. Infrastructure et indicateur Hydraulique

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

I.6.1. Réseau d'Alimentation en Eau Potable

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région de Sidi Aich est présenté dans les tableaux suivants :

Tableau I.8: la mobilisation des ressources en eau des communes de Sidi Aich, Tinebdhar, El Flay et Sidi Ayad. [20]

| Commune | Origines | Dotation L/H/J (AEP) | AEP (HM3) | Industrie | Irrigation | Total |
|-----------|----------------|----------------------|-----------|-----------|------------|-------|
| Sidi Aich | Barrage+ F | 150 | 2.124 | 1.416 | / | 3.54 |
| Leflay | Forage+ source | 110 | 1.5 | / | / | 1.5 |
| Tinbdhar | Forage+ source | 110 | 1.3 | / | / | 1.3 |
| Sidi Ayad | Forage | 120 | 1.6 | / | / | 1.6 |

Tableau I.9 : Infrastructures hydrauliques existant dans la région d'étude. [20]

| Commune | Forage existant | | Forage exploité | | Puits M ³ /J | Source | Réservoir | | Châteaux d'eau | |
|------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------------------------|-------------------------|--------|-----------|---------------------|----------------|---------------------|
| | Nbre | Débit L/S | Nbre | Vol/ Expl m ³ /J | | | Nbre | Capa M ³ | Nbre | Capa M ³ |
| SIDI-AICHI | 03 | 112 | 01 | 250 | 0 | / | 11 | 2650 | / | / |
| EL-FLAY | 02 | 115 | 02 | 4320 | 02 | 80 | 13 | 1650 | / | / |
| TINEBDHAR | / | / | / | / | / | 80 | 11 | 1830 | / | / |
| TIFRA | 01 | / | 1 | 300 | / | 800 | 35 | 2940 | / | / |
| SIDI-AYAD | 02 | 50 | 02 | 576 | / | / | 08 | 1650 | / | / |

Remarques

- Les communes d'Leflay et Tinbdhar ont en commun le forage F1 et F1 bis fonctionnement par alternance
- La commune de Sidi Ayad a 02 forages en commun avec Timezrit (55 L/s) en fonctionnement par intermittence
- 02 puits abandonnés à Sidi- Aich
- 01 puits à Tinbdhar abandonnée

Tableau I.10 : Longueur des réseaux d'A.E.P. [20]

| Commune | AEP MI | | | |
|-----------|-----------|--------------|---------------|-------|
| | Adduction | Distribution | Taux de rac % | Total |
| SIDI-AICH | 14260 | 42210 | 98 | 56770 |
| EL-FLAY | 13025 | 30090 | 98 | 43115 |
| TINBDAR | 8850 | 40997 | 98 | 49847 |
| SIDI-AYAD | 5890 | 21500 | 98 | 27390 |

➤ Fonctionnement du réseau

Le réseau de la rive gauche est alimenté par les cinq réservoirs sus indiqué. Le réservoir Ighaouzen et Hôtel sont alimentés par la station de pompage Imadalou, composé de deux groupes de pompes, $Q_n=36.9 \text{ m}^3/\text{h}$, $HMT=86\text{mce}$ et $Q_n=25.2\text{m}^3/\text{h}$, $HMT=168\text{mce}$. Le réservoir de l'Hôpital est alimenté par le réservoir de l'Hôtel. Les réservoirs Imadalou $3 \times 300 \text{ m}^3$ (bâche de la station incluse) sont alimentés principalement par les eaux du barrage de TichyHaft, grâce à un by-pass réalisé entre la conduite de refoulement venant du forage Aghernouz et le branchement TichyHaft- réservoir $2 \times 2500 \text{ m}^3$. La conduite d'adduction du barrage de TichyHaft passe par la ville de Sidi Aich avec un $DN 1200$ en acier.

Un premier piquage $PK 27,5$ est réalisé en $DN 350$ fonte sur cette conduite à l'entrée de la ville sur la rive gauche pour alimenter les communes de Sidi Aich, Leflay, Tibane et Tinebdhar via les réservoirs $2 \times 2500 \text{ m}^3$. Actuellement, la ville de Sidi Aich est alimentée par le barrage TichyHaft grâce à un by-pass réalisé entre la conduite de refoulement venant du forage Aghernouse et le branchement $DN 350$ fonte TichyHaft-réservoir $2 \times 2500 \text{ m}^3$. Un deuxième piquage $PK 30.5$ est réalisé en $DN 250$ acier sur cette conduite à la sortie de la ville sur la rive droite pour alimenter la commune de Sidi Ayad et la rive droite de la ville de Sidi Aich. Ce branchement alimente la station de reprise de Timzeghra.

On conclut que notre agglomération dispose de diverse infrastructures et équipement pour assurer une eau potable de bonne qualité à l'ensemble de la population.

I.6.1. Réseau d'assainissement

La ville de Sidi Aich est assainie pratiquement dans tout son ensemble. Le réseau d'assainissement est ancien à l'exception de la zone d'habitation nouvelle (ZHUN)

Tableau I.11 : Etat du réseau d'assainissement existant. [20]

| Commune | Population | Gestion | Taux Rac % | Linéaire du réseau | | | Volume d'eau usée rejeté (m^3) | NBR point de rejet | Milieu récepteurs des collecteurs |
|-----------|------------|---------|------------|--------------------|------------|---------------|---|--------------------|-----------------------------------|
| | | | | Primaire | Secondaire | Linéaire (KM) | | | |
| Sidi Aich | 15219 | ONA | 98 | 22.01 | 18.675 | 40.685 | 1784.99 | 10 | Soummam |

Ces réseaux sont représentés comme suit :

Le réseau 1 comprend toute la rive droite, caractérisé par le plus long collecteur C25 avec 7374,41 linéaire qui collecte tous les eaux usées et pluviales, et se déverse dans la Soummam au rejet5, y compris les eaux usées de la ZHUN. Il est a signalé qu'au niveau du lotissement communal N 2, les eaux usées sont collectées et déversée dans la nature (rejet 7).

Le réseau 2 est séparatif, il est caractérisé par deux rejets d'eaux pluviales, dans la ZHUN. Il s'agit des rejets N1 et N6.

La longueur totale des collecteurs qui drainent la ZHUN est de 3975 m.

Le réseau 3 comprend la cité 216 logements et le lycée de jeunes filles. Il est caractérisé par deux rejets, situés dans la Soummam et sont respectivement le rejet N 8 et le rejet N 9.

Le réseau 4, englobe toute la rive gauche. Il est caractérisé par un collecteur principal C29. C'est un réseau séparatif d'eaux usées dont le collecteur longe la RN26, et se déverse dans la Soummam, au rejet2.

Le réseau 5 comprend la cité police, sur la route de Leflay, le centre culturel et les habitations longeant la RN 26.

Les rejets existants

Les rejets existants d'eaux usées sont aux nombres de 15 et déversent directement dans l'oued Soummam, sans aucun traitement préalable. Quant aux débouchés d'eaux pluviales, ils sont aux nombres de 09. L'ensemble de ces rejets se retrouve dans un état critique.

Tableau I.12 : Zones assainies avec leurs points de rejets. [20]

| N | Point de rejet | Origine | Localisation |
|-----------|-----------------------|---|---------------------------|
| 01 | Rejet 1 | O.N.A.C.O | Talfant |
| 02 | Rejet 2 | Abattoir | Coté abattoir |
| 03 | Rejet 3 | Bouhlou | Arrêt de bus |
| 04 | Rejet 4 | Polyclinique + Mosquée+ subdivision hydraulique | Marché hebdomadaire |
| 05 | Rejet 5 | Habitation privées (Belazougui+ Hadri)+ siège A.P.C | Coté bain maures (Hammam) |
| 06 | Rejet 6 | Ecole privée Soummam+ palais de justice | Cote rive Soummam |
| 07 | Rejet 07 | Quartier imadalou+ Daïra + S.U.C (Talamas)+ Quartier cavaliers+ quartier oliviers | Cote rive Soummam |
| 08 | Rejet 08 | Centre culturel+ Cité police+ S.A.A + Quartier des Oubrahams | S.A.A |
| 09 | Rejet 09 | ERIAD+ Etables de la commune | Marché de gros |
| 10 | Rejet 10 | Quartier de la gare+ Quartier de la maison | En face du parc communal |
| 11 | Rejet 11 | Cité des Italiens | Cité des Italiens |
| 12 | Rejet 12 | OPGI+ Cité 216 logts+ Lycée jeunes filles | Cité 216 logements |
| 13 | Rejet 13 | Gendarmerie nationale | Coté gendarmerie |
| 14 | Rejet 14 | ZHUN+ cité EPLF+ Lotissements communal | ZHUN |
| 15 | Rejet 15 | Village Remila | Remila 2 |

Remarque

Le réseau d'assainissement est en mauvaise état et nécessite d'être réhabilité dans sa totalité.

Tableau I.13 : état du réseau d'assainissement existant des régions de Sidi Ayad, Leflay, et Tinebdhar [19]

| Com mune | Popul ation | Gest ion | Taux Rac % | Linéaire du réseau (KM) | | | Volume d'eau usée rejeté | NBR point de rejet | Milieu récepteurs des collecteurs |
|-----------|-------------|----------|------------|-------------------------|-------------|---------------|--------------------------|--------------------|-----------------------------------|
| | | | | Primaire | Second aire | Linéaire (KM) | | | |
| Sidi Ayad | 5872 | APC | 98 | 15.445 | 9.688 | 25.133 | 522.13 | 9 | Soummam + ravin |
| leflay | 7275 | APC | 98 | 11.582 | 11.203 | 252.785 | 627.38 | 08 | Soummam + ravin |
| Tinbd har | 6776 | APC | 98 | 20.87 | 19.225 | 40.095 | 583.89 | 07 | Soummam + ravin |

➤ Réseaux d'assainissements projetés

D'après le constat du réseau d'assainissement précité, les différents rejets seront collectés par deux collecteurs principaux vers un seul point de rejet, où sera implantée la future station d'épuration.

Le collecteur principal N°1 de Sidi Aich, Leflay et Tinebdhar projeté, longera la RN 26 où les réseaux secondaires existants se brancheront vers les points de rejets des communes.

Le collecteur principal N°2 de Sidi Ayad assurera la collecte des eaux usées déversées vers le rejet de Sidi Ayad et l'acheminement vers la station d'épuration.

I.8. Etudes démographique

La commune de Sidi Aich est caractérisée par un taux de croissance inférieur à celui considéré comme taux naturel au niveau national, d'après le Plan Directeur d'Aménagement d'Urbanisme (P.D.A.U 96).

Pour pouvoir déterminer les débits d'eaux usées d'origines domestiques à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population desservie et son évolution en fonction du temps.

I.8.1. Estimation actuelle et future de la population à l'horizon du projet

On évolue la population future de la ville de Sidi Aich à court, moyen et long terme

Le calcul de la population s'effectue comme suit :

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

- P : représente la population projetée ;
- P₀ : population à l'année de référence 2002 ;
- X : représente le taux de croissance ;
- n : représente la valeur de la période.

L'accroissement de la population a été estimé selon un taux d'accroissement moyen. D'après les données recueillies au niveau de la D.P.A.T et les données du P.D.A.U, le taux d'accroissement de la population varie entre 1.05 et 2.5 %.

Nous optons pour un taux d'accroissement moyen constant de 1,7%. Les valeurs ainsi calculées pour la région d'étude sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau I.14: *évolution de la population future du centre de Sidi Aich*

| Années | Taux | Population (hab) |
|--------|------|------------------|
| 2013 | 1,7 | 15219 |
| 2015 | 1,7 | 15741 |
| 2020 | 1,7 | 17125 |
| 2025 | 1,7 | 18631 |
| 2030 | 1,7 | 20269 |
| 2035 | 1,7 | 22052 |

La future station d'épuration sera dimensionnée en tenant compte des communes limitrophes (Leflay, Tinebdhar et Sidi-Ayad)

Tableau I.15: *Evolution de la population future de Leflay, Tinebdhar et Sidi Ayad*

| Années | taux | Population (hab) | | |
|--------|------|------------------|-----------|-----------|
| | | Leflay | Tinebdhar | Sidi Ayad |
| 2013 | 1,7 | 7275 | 6776 | 5872 |
| 2015 | 1,7 | 7524,5 | 7008 | 6073 |
| 2020 | 1,7 | 8186,1 | 7625 | 6607 |
| 2025 | 1,7 | 8906,0 | 8295 | 7188 |
| 2030 | 1,7 | 9689,2 | 9025 | 7821 |
| 2035 | 1,7 | 10541,3 | 9818 | 8508 |

I.9. Equipement existants

La région d'étude dispose d'un ensemble d'équipements nécessaires à son fonctionnement et à la prise en charge des besoins quotidiens des populations. Ces équipements (éducation, santé, administration, sport, service et commerces) sont concentrés au niveau du chef-lieu.

Il conviendrait de préciser que les différents équipements existants dans la zone d'étude seront traités dans le chapitre II ayant pour objet *caractéristiques et évaluation des flux d'eaux usées* par l'estimation des débits des eaux usées et des charges polluantes.

I.10. Conclusion

Il ressort de cette étude que la région de Sidi Aich est caractérisée par un climat méditerranéen. Le relief des communes de la daïra est très accidenté, ce qui favorise l'écoulement gravitaire vers la partie basse.

Le réseau d'AEP contient plusieurs réservoirs et stations de pompages, la distribution d'eau potable se fait 24/24 dans la commune de Sidi Aich et par intermittence dans le reste des communes. Le réseau d'assainissement est séparatif et en mauvaise état, et assure l'acheminement des eaux usées (eaux domestiques et équipements) de notre zone d'étude vers l'oued de Soummam. Le développement de ces eaux usées chargées en matières polluantes peut causer des problèmes de santé publique et une dégradation du milieu naturel récepteur d'où la nécessité urgente de l'installation d'une station d'épuration.

II.1. Introduction

La consommation de l'eau dans le monde ne cesse d'augmenter sous l'effet du développement, de l'urbanisation et de l'augmentation de la population. Les usages sont multiples : domestiques, agricoles et industriels. L'eau consommée ne disparaît pas : elle est restituée d'une façon ou d'une autre dans le cycle de l'eau. Mais elle n'a plus forcément la même qualité qu'avant d'être consommée, d'où l'impératif de traiter ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel.

Le traitement de ces eaux usées passe par une étude approfondie de l'évolution de débits rejetés de la région et d'autre part, une bonne connaissance des caractéristiques des eaux usées (charges polluante), car il s'agit de facteur de base de dimensionnement des ouvrages de la station de traitement des eaux usées. Aussi, La pollution de l'environnement est diverse et complexe suivant son origine urbaine ou industrielle, Il est donc nécessaire d'identifier cette pollution en faisant des analyses et de tests portant sur sa composition physico-chimique pour en assurer un traitement adéquat.

II.2. Origine des eaux usées

Les eaux usées proviennent essentiellement des activités domestiques, industriel, agricole ainsi que les précipitations et l'infiltration. Ces catégories des eaux usées sont classées suivant la source de leur pollution.

II.2.1. Les Eaux domestiques

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. Elles se répartissent en eaux ménagères, qui ont pour origine les salles de bains et les cuisines, et sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques, etc. et en eaux "vannes" ; il s'agit des rejets des toilettes, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

II.2.2. Les eaux industrielles

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures.

II.2.3. Les eaux pluviales

Elles peuvent constituer la cause de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...). En cas de fortes précipitations, les contraintes de préservation des installations d'épuration peuvent imposer un déversement ("délestage") de ce "mélange" très pollué dans le milieu naturel.

II.2.4 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).

L'évacuation générale de ces eaux usées se fait par un système de réseau d'assainissement dimensionner d'une manière à assurer le transfert des eaux vers des stations d'épurations loin des agglomérations.

II.3. Système d'assainissement

C'est un réseau public de collecte et de transport des eaux usées vers une station d'épuration. On distingue :

II.3.1. Le système unitaire

L'assainissement des eaux se fait au moyen d'un seul collecteur qui recueille les eaux usées et les eaux pluviales. Appelé aussi « tout-à-l'égout »

II.3.2. Le système séparatif

L'assainissement des eaux se fait cette fois-ci au moyen de deux collecteurs, l'un étant réservé aux eaux usées et l'autre aux eaux pluviales. Il consiste à spécialiser chaque réseau selon la nature des effluents. Ce système présente, par ailleurs certains avantages :

- Il permet d'évacuer rapidement et efficacement les eaux les plus polluées, sans aucun contact avec l'extérieur.
- Il assure à la station d'épuration qui traite les eaux collectées un fonctionnement régulier.

II.4. Différents types de pollutions

On 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 trois formes principales :

- Organique.
- Microbiologique.
- Minérale.

À 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.

II.4.1. Pollution organique

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante. 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.

II.4.2. 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. La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu.

II.4.3. 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 éléments sont non biodégradables et de ce fait un traitement tertiaire devient plus que nécessaire.

[12]

II.5. Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés

La pollution des eaux usées se présente sous trois formes principales

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

II.5.1 Paramètre physique

II.5.1.1. Température

La température est un paramètre important pour le bon fonctionnement des systèmes d'épuration dans la mesure où il peut influencer de différentes manières sur :

- Les processus biologiques et physico-chimiques.
- La solubilité des sels et des gaz

II.5.1.2. Conductivité

Ce paramètre est lié à la concentration des substances dissoutes et à leurs natures. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau. Ainsi plus la concentration ionique dissous est grande, plus la conductivité est grande [1]

II.5.1.3. La turbidité

La turbidité est liée à la présence dans l'eau usée de particules ou matières en suspensions (MES) d'origines diverses ; organiques, argiles et des colloïdes ... etc. Elle est variable dans le temps selon le mode de rejet, et suivant les saisons. La turbidité de l'eau usée est intense pendant les premières pluies, car il y a nettoyage des chaussés et toitures. [1]

II.5.1.4. Couleur et odeur

Dans les eaux usées brutes la couleur est due à la présence de matières organiques dissouts, colloïdales ou par des composés chimique solubles qui sont colorés. L'odeur est due à une fermentation des matières organiques. La couleur et l'odeur des eaux usées renseignent sur l'âge des déchets liquides. [1]

II.5.1.5. Les charges pondérales

✓ *Les matières en suspensions (MES)*

Il s'agit de matières solides qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales. On peut considérer qu'ils représentent un intermédiaire entre les particules minérales du type sable ou poussières de charbon et les particules minérales du type mucilagineuse. Elles sont séparables par filtration, décantation ou centrifugation. Les teneurs en MES sont obtenues après séchage à 105°C. [1]

✓ *Les matières volatiles en suspension(MVS)*

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension, elles sont mesurées par calcination à 650°C en deux heures d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles constituent environ 70-80% de MES. [1]

✓ *Les matières minérales en suspension (MMS)*

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspond à la présence de sels, silice, poussières. [1]

✓ *Les matières décantables (MD) et non décantables (MND)*

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné (2heures) suivant des conditions opératoires particulières (utilisation d'écône Imhof ou Coin). Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont donc être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique. [1]

✓ *Huiles et graisses*

Les huiles et les graisses que l'on peut trouver dans l'eau sont très souvent sous forme d'émulsions ou saponifiées sous l'action de produits chimiques, de détergents, etc....

Il est clair que la présence de graisses et d'huiles constitue une gêne considérable pour le fonctionnement des stations d'épuration des eaux. Les graisses présentes dans l'effluent à traiter posent de nombreux problèmes dans le domaine de l'épuration :

- Le colmatage des canalisations (du réseau d'assainissement ou de la station d'épuration)
- Les graisses constituent un substrat privilégié pour la croissance de certains organismes filamenteux hydrophobes, comme *MicrothrixParvicella* qui affecte la décantabilité de la boue et *Nocardiaamarae* qui est à l'origine de mousses brunes visqueuses et stables susceptibles de créer des problèmes d'exploitation et des rejets non conformes.
- Dans les bassins d'aération, elles réduisent les transferts d'oxygène à deux niveaux différents: au niveau du floc, par adsorption sur celui-ci (création d'un film lipidique qui réduit le transfert d'oxygène dissous entre l'eau et le floc) et au niveau de la surface du bassin par la constitution d'une pellicule entre l'air et l'eau
- Lorsque les graisses sont présentes en trop fortes concentrations dans les boues, elles affectent les performances de la déshydratation. [1]

II.5.2. Paramètres chimiques

II.5.2.1. PH (Potentiel Hydrogène)

Le PH de l'eau représente son acidité ou son alcalinité, autrement dit indique la concentration en H^+ présent dans l'eau, ce paramètre joue un rôle primordial à la fois:

- dans les propriétés physico-chimiques (acidité agressivité) ;
- dans le processus biologique et dans l'efficacité de certains traitements.

II.5.2.2. Demande biochimique en oxygène (DBO5)

La demande biochimique en oxygène (DBO), exprimée en mg d'oxygène par litre. Elle exprime la quantité de matières organiques biodégradables présentes dans l'eau. Plus précisément, ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jours. C'est la DBO 5, demande biochimique en oxygène sur cinq jours.

La mesure de la DBO5 constitue un moyen valable de l'étude des phénomènes naturels de destruction des matières organiques. Pratiquement la DBO5 permet d'apprécier la charge du milieu considéré en substances putrescible. [1]

II.5.2.3. Demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène (DCO), exprimée en mg d'oxygène par litre. Elle représente la teneur totale de l'eau en matières oxydables. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique les matières sus indiquées. [1]

II.5.2.4. Relation entre DBO₅ et DCO

Le rapport DCO/DBO₅ donne une estimation de la biodégradabilité des eaux usées. La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposée par les micro-organismes (bactéries, champignons...). [1]

les différents modes de traitements utilisés en fonction du coefficient de biodégradation sont exprimés dans le tableau suivant.

Tableau II.1 : Coefficient de biodégradabilité [2]

| K : rapport (DCO/DBO₅) | Mode de traitement |
|--|---|
| K = 1 | Pollution totalement biodégradable |
| 1 < K < 1,6 | Épuration biologique très possible |
| 1,6 < K < 3,2 | Traitement biologique associé à un traitement physico-chimique. |
| K > 32 | Traitement biologique impossible. |

II.5.2.5. 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.

Le gaz et la vapeur produits par la combustion catalytique de l'échantillon sont piégés, et la quantité d'oxygène consommée est mesurée par l'intermédiaire d'une cellule galvanique. [1]

II.5.2.6. 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.

✓ **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'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.

Les formes oxydées n'apparaissent pas ou seulement en faibles quantités dans les effluents urbains, ce qui s'explique par le fait qu'une eau usée est toujours considérée comme étant un milieu réducteur. [1]

✓ Métaux lourds

Les métaux lourds pouvant freiner, gêner ou encore annuler le processus d'épuration biologique. C'est ainsi qu'il est nécessaire de procéder aux analyses chimiques des eaux résiduaires afin de déterminer la présence de ces métaux provenant essentiellement des rejets industriels. Parmi les métaux lourds, on peut citer : Plomb (Pb), Aluminium (AL), Cadmium (Cd), Cuivre (Cu), Chrome (Cr), Nickel (Ni) et Zinc (Zn).

✓ L'oxygène dissous

La solubilité de l'oxygène dans l'eau se fait en fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité. L'oxygène dissous conserve ses propriétés oxydantes, soit par une réaction purement chimique, soit par des phénomènes électrochimiques, d'où son importance dans le phénomène de corrosion.

La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10mg/l. Elle dépend de l'origine de l'eau. La détermination de ce paramètre dans l'eau se fait à l'aide d'un oxymètre. [1]

II.5.3. Les paramètres microbiologiques

Les eaux usées évacuent la matière fécale et les urines des populations. Elles sont chargées en germes intestinaux habituels de l'homme, germes pathogènes et des parasites ... etc., parmi lesquels on peut citer : Escherichia (E. Coli), les Streptocoques, les Salmonelles, les virus. Dans 100 ml d'effluent brute, les concentrations moyennes bactériennes sont :

- 10^8 coliformes totaux
- 10^6 - 10^7 coliformes fécaux
- 10^5 streptocoques fécaux
- 10^2 salmonelles [1]

II.6. Pollution existante dans la région d'étude

II.6.1. Activité agricole

II.6.1.1. Pollution agricole au niveau de Sidi Aich

Depuis aussi longtemps, l'agriculteur a été la seule ressource de vie pour la plus part des habitants de Sidi Aich. Mais ce secteur n'a pas évolué sur les horizons. Actuellement, la situation est très critique de par l'exploitation et la production, Les tableaux ci-dessous nous renseignent sur l'état actuel de l'agriculteur au niveau de Sidi Aich.

Tableau II.2 : Représentation générale des terres [9]

| Superficie (ha) | Superficie totale | S.A.U | | Terre improductif des exploitations | Terre non affectées à l'agriculture | Terres incultes |
|--------------------|----------------------|-------|----------|---|---|--------------------|
| | | Total | Irriguée | | | |
| | 770 | 361 | 11 | 90 | 319 | 10 |

D'après les données du tableau ci-dessus, on remarque que le secteur agricole au niveau de Sidi Aich occupe une superficie de **361 ha** soit **46,88%** de la surface communale. Les terres incultes ne représentent que **1,29%** de la superficie communale et près de **2,77%** de la surface agricole utiles SAU. Quant aux terrains non affectés à l'agriculteur, ils occupent une superficie de **309 ha**, soit **40%** de la superficie totale.

Tableau II.3 : Occupation des sols des différentes productions de la ville de Sidi Aich [9]

| Spéculation | Céréales | Légumes | Cultures fourragères | Agrumes | Cultures maraichères | Olivier | figuier |
|-----------------|----------|---------|----------------------|---------|----------------------|---------|---------|
| Superficie (ha) | 4 | 5 | 23 | 2 | 26 | 152 | 8 |

D'après les données citées ci-dessus, on remarque que les oliviers occupent la plus grande superficie avec 152 ha, les autres types de cultures tel que (le maraichage, le fourrage) occupent des parcelles limitées.

La commune de Sidi-Aich se trouve la plus touchée par l'impact des eaux usées rejetées des communes limitrophes. En effet, les eaux usées rejetées directement dans les cours d'eau, drainant les communes, se retrouvent mélangées des eaux d'oued de Soummam ou les agriculteurs pompent directement leur eau pour l'irrigation.

II.6.1.2. Pollution agricole au niveau de Leflay, Tinebdhar et Sidi-Aich

La pollution agricole des régions sus-indiquées est quasiment nulle, excepté les activités liées à l'élevage et l'utilisation à l'échelle moindre d'engrais et de pesticides ; riche en nitrates, nitrites, phosphores et voir même des chlorures. En effet, les eaux de pluie, d'arrosage ou d'irrigation entraînent une partie des engrais non dégradables dans les cours d'eau déversant directement dans l'oued de Soummam.

Tableau II.4 : Répartition générales des terres [9]

| Commune | Superficie totale (ha) | S.A.U (ha) | | Terre improductif des exploitations (ha) | Terres incultes (ha) |
|------------------|------------------------|------------|----------|--|----------------------|
| | | Total | Irriguée | | |
| Leflay | 948 | 803 | 6 | 80 | 65 |
| Tinebdhar | 1661 | 1391 | 5 | 80 | 190 |
| Sidi-Ayad | 906 | 830 | 19 | 61 | 15 |
| Total | 3515 | 3024 | 30 | 221 | 270 |

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que la surface agricole utile (S.A.U) au niveau des trois communes est de 3024 ha, soit 86.03% de la superficie totale. Par contre la superficie des terres non affectées à l'agriculteur est de l'ordre 221 ha soit 6.28% de la superficie totale. Les terres incultes représentent 8.29 % de la SAU et 7.68% de la superficie totale.

Tableau II.5 : Occupation des sols des différentes communes [9]

| Commune | Céréales (ha) | Légumes secs (ha) | Fourragères (ha) | Agrumes (ha) | Cultures maraichères (ha) | Olivier (ha) | Figuier (ha) |
|--------------|---------------|-------------------|------------------|--------------|---------------------------|--------------|--------------|
| Leflay | 5 | 6 | 95 | 2 | 15 | 520 | 8 |
| Tinebdhar | 9 | 6 | 165 | 1 | 25 | 767 | 45 |
| Sidi-Ayad | 18 | 10 | 19 | 3 | 31 | 601 | 80 |
| Total | 32 | 22 | 279 | 6 | 71 | 1888 | 133 |

On remarque que les oliviers occupent la plus grande superficie dans les différentes communes avec 1888 hectares au total.

II.6.1.3. Pollution par les huileries

D'après les activités agricoles de la région de Sidi-Aich, citées ci-dessus, on remarque que les oliviers occupent la plus grande superficie avec 2040 ha.

La trituration de ces olives nécessite une consommation d'eau. Les rejets issus de ce processus comportent une charge polluante extrêmement élevée. Le volume de l'effluent produit est en moyenne de 50 à 60 litres par 100 kg d'olives, traités selon le procédé utilisé. Ce potentiel polluant mis en œuvre d'un quintal d'olive équivaut à celui de 45 habitants. En fait, 2 litre de margines provoque une pollution égale à celle de 3 personnes par jour. Ces derniers forment une pellicule en forme d'écran à la surface de l'eau empêchant tout échange entre l'eau et l'air et provoque des mauvaises odeurs.

L'agglomération de Sidi-Aich dispose de deux huileries modernes équipées de bassins de décantation intégrés mais non entretenus.

Tableau II.6 : Besoin en eau des huileries. [9]

| Commune | Nombre | Dotation (l/j/ unité) | Consommation (m ³ /j) |
|-----------|--------|-----------------------|----------------------------------|
| Sidi Aich | 02 | 4000 | 08 |

Tableau II.7 : Affectation des huileries des communes de Leflay, Tinebdhar et Sidi ayad. [9]

| Commune | Type d'huilerie | Nombre | Dotation (l/j/unité) | Consommation (m ³ /j) |
|-----------|-------------------|--------|----------------------|----------------------------------|
| Leflay | Huilerie moderne | 01 | 4000 | 04 |
| | Huilerie ancienne | 03 | 2000 | 06 |
| Tinbdhar | Huilerie moderne | 01 | 4000 | 04 |
| | Huilerie ancienne | 03 | 2000 | 06 |
| Sidi Ayad | Huilerie moderne | 01 | 4000 | 04 |
| | Huilerie ancienne | 00 | 00 | 00 |

Les eaux usées rejetées par les huileries sont déversées généralement dans des fosses septiques sans traitement primaire, affectant par conséquent les ressources superficielles et souterraines par l'infiltration de ces dernières.

II.6.1.4. Les abattoirs

La région de Sidi Aich dispose d'un ensemble d'équipement assurant l'organisation de l'activité d'abattage. La capacité de têtes abattu est fonctionnelle des journées suivante :

- Pour les jours normaux entre 3 et 4 têtes par jours
- Pour les jours de marché entre 6 et 7 têtes par jours
- Pour les jours de fêtes 10 par jours
- Le nombre moyen de têtes abattu par jours est de 7 têtes

Tableau II.8 : besoin en eau de l'abattoir [9]

| Région de | Nombre | Nombre de têtes | Dotation (l/j/tête) | Consommation (m ³ /j) |
|-----------|--------|-----------------|---------------------|----------------------------------|
| Sidi Aich | 01 | 07 | 200 | 1.4 |

Les eaux rejetées par l'abattoir sont composées généralement de matières organiques (sang, graisses), sans aucun traitement préalable. Elles sont rejetées directement dans la nature (**rejet 2**). En effet pour épurer un litre d'eau contaminée par le sang il faut 70m³ d'oxygène.

II.6.2. Pollution des lavages

Ce rejet riche en matières graisse ont les mêmes effets que le précédent ; le nombre existant dans la zone d'étude est de quatre 14 de petite taille collecter a un réseau d'assainissement déversant directement dans l'oued de Soummam.

II.6.3. Pollution industrielle

L'activité industrielle n'est pas développée dans la zone d'étude car la région ne possède pas de grande unité industrielle, à l'exception de l'unité de trituration de blé (la semoulerie ERID ex SEMPAC), Situé au chef-lieu de la ville de Sidi Aich, l'industrie traite ses propre eaux usées avant de les rejetées dans l'oued de Soummam.

Néanmoins, il existe quelques petites unités industrielles polluantes, qui sont beaucoup plus proches à l'artisanat que de véritable industrie (menuiserie, fabrication de parpaing, détergeons ; carreaux, transformation plastique, fabrication de chausseur et maroquinerie), participant à la pollution de la région par les rejets des eaux usées généralement de type minérale.

II.6.4. Pollution d'origine des activités commerciales

Le commerce occupe une place importante dans la vie économique de la région de Sidi Aich. Elle renferme un grand nombre de commerce de différente types surtout l'alimentation générale et le commerce des chaussures ce qui engendre une pollution importante généralement de type organique.

II.6.5. Constat sur le terrain

A l'issu de notre sortie sur le terrain, nous avons constaté les fait suivants :

- Le système d'assainissement est majoritairement de type séparatif, les rejets se fond directement dans l'oued de Soummam sans aucune épuration préalable. Certains tronçons sont complètement colmatés d'où la nécessité de nettoyage et d'entretien périodique par les services concernés.
- Le réseau de drainage des eaux pluviales est assez développé dans la région, il est assuré principalement par un réseau séparatif sur le chef-lieu et par quelques canaux qui sont destinés à canaliser les cours d'eau existant.
- Absence d'un système d'épuration.
- Les eaux usées sont rejetées en plein nature dans certains endroits surtout ou niveau des huileries et l'abattoir contribuant ainsi à la dégradation du milieu aquatique de ce dernier
- contamination des cultures de la rive gauche de la région irriguée par l'oued de Soummam
- Des fonds noirâtres dans certains endroits avec des odeurs nauséabondes.

Il est donc nécessaire d'identifier cette pollution en faisant des analyses et de tests portant sur sa composition physico-chimique pour en assurer un traitement adéquat.

II.7. Estimation des charges polluantes

L'estimation des débits et des charges polluantes des eaux usées a traité est indispensable dans un projet de conception d'une STEP, car ils sont des facteurs de base pour le choix du procédé et le dimensionnement des ouvrages de la Station.

Aussi, La pollution de l'environnement est diverse et complexe suivant son origine urbaine ou industrielle.

II.7.1. Echantillonnage

L'échantillonnage est une opération très délicate et importante à laquelle le plus grand soin doit être accordé, car il conditionne les résultats analytiques et l'interprétation qui en sera donnée.

Il est à noter que les prélèvements se font généralement à fort débit (masse importante des polluants en suspension), et au moment où le site de prélèvement est soumis à l'influence de toutes les sources de pollution

II.7.2. Choix de points de prélèvement

Quatre campagnes de prélèvement ont été effectués pour l'analyse des eaux usées de la région de Sidi Aich, au niveau de deux rejets principales sont :

- Le point de prélèvement choisi est le point de rejet (1) situé à la rive gauche de la ville Sidi Aich qui collecte les eaux usées de la partie gauche de la ville plus les eaux usées venant de la commune de Leflay et la commune de Tinbdhare.
- Le deuxième point de prélèvement est le point de rejet (2) situé à la rive droite de la ville de Sidi Aich et la commune de Sidi Ayad.

Les points de prélèvement sont illustrés dans les figures suivantes :



Figure (II.1) : *point de prélèvement du rejet 1 de Sidi Aich gauche*



Figure (II.2) : *point de prélèvement du rejet 2 droite de Sidi Aich*

Les prélèvements ont été effectués dans des bouteilles particulièrement propres, rincées Plusieurs fois avec de l'eau à analyser, ces bouteilles ont été conservées dans une glacière et acheminé vers le laboratoire d'analyse.

La période des prélèvements a été choisie en compte tenu des heures de pointes de pollution

II.7.3. Paramètres analysés

Les paramètres pris en compte dans le cadre de notre projet sont :

- la température,
- le pH
- Conductivité
- oxygène dissous
- Phosphore, surface, chlorure
- les matières en suspension (MES),
- la demande Biochimique en Oxygène (DBO₅),
- la demande Chimique en Oxygène (DCO)

II.7.3. Les méthodes d'analyses utilisées

Le tableau ci-joint illustre les méthodes d'analyses généralement utilisées pour les principaux paramètres examinés.

Tableau II.9 : *Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution*

| Paramètres | Méthodes utilisés |
|------------------------------------|--------------------------|
| - Température | Thermomètre |
| - Ph | PH-mètre |
| - Oxygène dessous | Oxymètre |
| - Conductivité | Conductivimètre |
| - MES | Filtration |
| - DCO | Bichromate de potassium |
| - DBO ₅ | Manométrique (DBO-mètre) |
| - Phosphores - sulfates –chlorures | Colorimétrique |

II.7.3. Résultats des analyses

Les résultats d'analyses des échantillons prélevés au niveau des points de rejet des deux rives de la daïra de Sidi Aich sont mentionnés dans les tableaux ci-après.

Tableau II.10 : Résultats d'analyse des échantillons prélevés au niveau de points de rejet N°1 de la Rive droite [9]

| Paramètres Analysés | Unités | E-01 24/02/04 12h00 | E-02 24/02/04 14h00 | E-03 28/02/04 11h15 | E-04 11/07/04 14h00 | E-05 13/07/04 14h30 | les moyennes |
|-------------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------|
| Température | °C | 17,80 | 17,80 | 15,50 | - | - | 17,03 |
| PH | - | 7,14 | 7,32 | 7,58 | 7,12 | 7,44 | 7,32 |
| conductivité | μ/cm | 2940,00 | 3330,00 | 2180,00 | 3110,00 | 3070,00 | 2926,00 |
| DBO ₅ | mg/l | 106,00 | 134,00 | 280,00 | 130,00 | 90,00 | 148,00 |
| DCO | mg/l | 652,80 | 835,20 | 566,40 | 318,36 | 204,66 | 515,48 |
| MES | mg/l | 210,00 | 210,00 | 330,00 | - | - | 250,00 |
| Oxygène dissous | mg/l | 4,56 | 5,39 | 4,90 | - | - | 4,95 |
| NH ₄ ⁺ | mg/l | 80,50 | 130,47 | 34,84 | 101,00 | 115,80 | 92,52 |
| PO ₄ ³⁻ | mg/l | 0,84 | 0,93 | 0,737 | - | - | 0,84 |

Tableau II.11 : Résultats d'analyse des échantillons prélevés au niveau de points de rejet N°2 de la Rive gauche [9]

| Paramètres Analysés | Unité | E-01 24/02/04 12h15 | E-02 24/02/04 14h15 | E-03 28/02/04 11h00 | E-04 11/07/04 14h00 | E-05 13/07/04 14h30 | les moyennes |
|-------------------------------|-------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------|
| Température | °C | 17,9 | 17,9 | 15,8 | - | - | 17,20 |
| PH | - | 7,72 | 7,53 | 7,72 | 6,95 | 7,02 | 7,39 |
| Conductivité | μ/cm | 2840 | 3370 | 2690 | 3940 | 3050 | 3178,00 |
| DBO ₅ | mg/l | 540 | 340 | 220 | 260,6 | 200,5 | 312,22 |
| DCO | mg/l | 259,2 | 585,6 | 460,8 | 600,34 | 482,08 | 477,60 |
| MES | mg/l | 350 | 330 | 160 | - | - | 280,00 |
| Oxygène dissous | mg/l | 5,06 | 4,89 | 4,51 | - | - | 4,82 |
| NH ₄ ⁺ | mg/l | 45,81 | 74,37 | 34,87 | 177 | 181 | 102,61 |
| PO ₄ ³⁻ | mg/l | 1,71 | 3,19 | 0,659 | - | - | 1,85 |

II.7.4. Interprétation des résultats

II.7.4.1. La température

Les valeurs obtenues pour les deux rejets (R1 et R2) sont respectivement 17,03 et 17,20°C, ces valeurs ne dépassent pas 30°C, elles sont donc conforme aux normes utilisées pour les eaux usées urbaine et favorisent la croissance des micro-organismes responsables de l'épuration et permettant ainsi le bon fonctionnement des activités biologiques et assurent un meilleur rendement épuratoire.

II.7.4.2. PH

Les valeurs moyennes du PH pour les deux rejets sont 7,32 pour le R1 et 7,39 pour le R2, on peut constater que ces valeurs se situent dans la fourchette des valeurs généralement observées pour les eaux usées urbaine (5,5 – 8,5), donc elles sont d'une bonne gamme d'activité microbienne, ce qui favorise le traitement biologique.

II.7.4.3. La conductivité

La mesure de la conductivité permet d'évaluer rapidement la salinité du rejet, une conductivité électrique de l'eau supérieure à 1500 μ s/cm entraîne une minéralisation excessive. Dans notre cas les valeurs moyennes pour les deux rejets sont de l'ordre de 2874 et 3196 μ s/cm, ce qui reflète une bonne minéralisation.

II.7.4.4. DBO5

Les valeurs moyennes données par les analyses sont 148mg/l pour le (R1) et 312.22mg/l pour(R2) a vu des résultats obtenus, nous pouvons dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine prédominance domestique.

II.7.4.5. DCO

Les résultats obtenus de nos échantillons analysés pour les deux rejets (R1 et R2) sont respectivement 515,48 mg/l et 477,60mg/l. ces valeurs reflètent celle d'une eau usée urbaine, qui est généralement inférieure à 750 mg/l.

II.7.4.6. MES

Les valeurs moyennes pour les deux rejets 250 mg/l pour le R1 et 280 mg/l pour le R2, ces résultats confirment que les rejets analysés sont chargés en matières en suspension et nécessite un traitement approprié.

II.7.4.7. Oxygène dissous

Dans notre cas, les valeurs mesurées pour les deux rejets sont respectivement 4,95 et 4,82 mg/l ce qui signifie une diminution de la teneur normale de l'oxygène estimée de de 5 mg/l par la présence de substance consommatrice d'oxygène.

II.7.4.8. NH_4^+

L'azote ammoniacal traduit habituellement un processus de dégradation incomplète de la matière organique et sa présence dans les eaux usées indique que la pollution est récente.

Généralement, pour les eaux usées domestique, dans le cas où il n'existe pas d'activités industrielles fortement polluantes, les valeurs de ce paramètre sont situées entre 12 et 60 mg/l.

Dans notre cas les valeurs moyenne des deux rejets sont 92,52 pour le R1 et 102,61 pour le R2. Ceci montre que l'eau des deux rejets est riche en azote ammoniacal.

II.7.4.9. PO_4^{3-}

Les phosphates interviennent dans la formation de la biomasse bactérienne. Leur dosage est important car ils peuvent modifier les conditions de formation des floccs bactériens en agissant comme des flocculant lors du traitement biologique.

Les valeurs moyennes retenues pour les deux rejets sont respectivement 0,84 et 1,85 mg/l.

II.7.4. Biodégradabilité et nature du rejet

Les effluents biodégradables sont caractérisés par les paramètres suivants

$$K = \text{DBO}_5/\text{DCO} < 2,5$$

$$\text{DCO} < 750 \text{ mg/l}$$

Il est donc intéressant de vérifier la valeur du rapport DCO/DBO₅ pour déduire la nature du rejet, les valeurs moyennes de la DBO et de la DCO sont mentionnées dans le tableau suivant.

Tableau II.12 : valeurs moyennes des charges polluantes des rejets de Sidi Aich

| Paramètres | DCO | DBO5 | DCO/DBO5 |
|-------------------------|--------|--------|----------|
| Rejet N°01 | 515,48 | 148,00 | 3,48 |
| Rejet N°02 | 477,60 | 312,54 | 1,53 |
| Moyenne des deux rejets | 496,54 | 230,11 | 2,16 |

Le rapport $K = \text{DCO}/\text{DBO}_5$ reste dans la norme il est de 2,16 ($1.6 < K < 3.2$), ce rapport est un indicateur montrant que les eaux des rejets de la région de Sidi Aich sont conformes aux normes et aptes à un traitement biologique associé d'un traitement physico-chimique.

II.8. Estimation des charges hydrauliques

Les débits d'eaux usées à considérer dans une étude de conception d'une STEP correspondent essentiellement aux débits d'eaux usées domestique et aux débits d'eaux usées des équipements.

II.8.1. Calcul du débit des eaux usées domestiques

Le calcul des débits des eaux usées se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejet pris égale à 80% selon la subdivision de l'hydraulique de la Daïra Sidi Aich, c'est-à-dire la production des eaux usées est conditionnée par le degré de consommation d'eau.

$$Q_{\text{moy.j}} = (\text{dot} * N) * C_r \dots \dots \dots \text{(II.1) [8]}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier (m^3/j)
- dot : dotation en eau potable (150 l/hab/j)
- N : nombre d'habitant
- C_r : coefficient de rejet (0,80)
- $\text{dot} N$: consommation moyenne journalier en eau potable

Selon les **Tableaux I.14 et I.15** traitant l'évolution de la population raccordé à la STEP pour différent horizon (voir chapitre I : présentation de l'agglomération) et d'après la formule (II.1), on obtient les débits moyens journaliers rejetés par les habitants des 04 Communes pour les différents horizons dans les tableaux suivant :

Tableau II.13 : Récapitulatif des besoins domestiques et des rejets de la commune *Sidi Aich*

| Horizons | Pop (hab) | Dotation (l/hab/j) | besoin pop (m ³ /j) | Rejet pop (m ³ /j) |
|----------|-----------|--------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| 2013 | 15219 | 150 | 2237 | 1789,8 |
| 2015 | 15741 | 150 | 2361 | 1888,9 |
| 2020 | 17125 | 150 | 2569 | 2055,0 |
| 2025 | 18631 | 150 | 2795 | 2235,7 |
| 2030 | 20269 | 150 | 3040 | 2432,3 |
| 2035 | 22052 | 150 | 3308 | 2646,2 |

Tableau II.14 : Récapitulatif des besoins domestiques et des rejets de la commune *Sidi Ayad*.

| Horizons | Pop (hab) | Dotation (l/hab/j) | besoin pop (m ³ /j) | Rejet pop (m ³ /j) |
|----------|-----------|--------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| 2013 | 5872 | 110 | 636,23 | 508,98 |
| 2015 | 6073 | 150 | 911,00 | 728,80 |
| 2020 | 6607 | 150 | 991,11 | 792,89 |
| 2025 | 7188 | 150 | 1078,27 | 862,62 |
| 2030 | 7821 | 150 | 1173,10 | 938,48 |
| 2035 | 8508 | 150 | 1276,26 | 1021,01 |

Tableau II.15 : Récapitulatif des besoins domestiques et des rejets de la commune *Tinebdhar*.

| Horizons | Pop (hab) | Dotation (l/hab/j) | besoin pop (m ³ /j) | Rejet pop (m ³ /j) |
|----------|-----------|--------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| 2013 | 6776 | 110 | 730,45 | 584,36 |
| 2015 | 7008 | 150 | 1051,25 | 841,00 |
| 2020 | 7625 | 150 | 1143,70 | 914,96 |
| 2025 | 8295 | 150 | 1244,27 | 995,42 |
| 2030 | 9025 | 150 | 1353,70 | 1082,96 |
| 2035 | 9818 | 150 | 1472,74 | 1178,19 |

Tableau II.16 : Récapitulatif des besoins domestiques et des rejets de la commune *El flay*.

| Horizons | Pop (hab) | Dotation (l/hab/j) | besoin pop (m ³ /j) | Rejet pop (m ³ /j) |
|----------|-----------|--------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| 2013 | 7275 | 150 | 1069,4 | 855,5 |
| 2015 | 7524,5 | 150 | 1128,7 | 902,9 |
| 2020 | 8186,1 | 150 | 1227,9 | 982,3 |
| 2025 | 8906,0 | 150 | 1335,9 | 1068,7 |
| 2030 | 9689,2 | 150 | 1453,4 | 1162,7 |
| 2035 | 10541,3 | 150 | 1581,2 | 1265,0 |

Tableau II.17 : Récapitulatif des rejets d'eaux usées domestiques de la région d'étude.

| Horizons | 2013 | 2015 | 2020 | 2025 | 2030 | 2035 |
|--------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sidi Aich | 1789,8 | 1888,9 | 2055,0 | 2235,7 | 2432,3 | 2646,2 |
| Leflay | 855,5 | 902,9 | 982,3 | 1068,7 | 1162,7 | 1265,0 |
| Tinebdhar | 584,36 | 841,00 | 914,96 | 995,42 | 1082,96 | 1178,19 |
| Sidi Ayad | 508,98 | 728,80 | 792,89 | 862,62 | 938,48 | 1021,01 |
| Total (m³/j) | 3738,6 | 4361,6 | 4745,2 | 5162,5 | 5616,5 | 6110,4 |

II.8.2. Calcul du débit des eaux usées des équipements

Pour un dimensionnement fiable, il est nécessaire d'estimer aussi les débits d'équipement, par manque de données d'équipement, nous avons utilisé un taux de majoration des débits d'eaux usées domestique, de 20% pour la commune de Sidi Aich et 10% pour les autres communes Laflay, Tinbdhar et Sidi Ayad. [20]

Tableau II.18 : Estimation des rejets d'équipement de la commune *Sidi Aich*.

| Horizons | Besoin population (m ³ /j) | besoin équipement (m ³ /j) | Rejet équipement (m ³ /j) |
|----------|--|--|---|
| 2013 | 2237,2 | 447,4 | 358,0 |
| 2015 | 2361,1 | 472,2 | 377,8 |
| 2020 | 2568,8 | 513,8 | 411,0 |
| 2025 | 2794,7 | 558,9 | 447,1 |
| 2030 | 3040,4 | 608,1 | 486,5 |
| 2035 | 3307,8 | 661,6 | 529,2 |

Tableau II.19 : Estimation des rejets d'équipement de la commune *Sidi Ayad*.

| Horizons | besoin population (m ³ /j) | Besoin équipement (m ³ /j) | Rejet d'équipement (m ³ /j) |
|----------|---------------------------------------|--|---|
| 2013 | 636,23 | 63,62 | 50,90 |
| 2015 | 911,00 | 91,10 | 72,88 |
| 2020 | 991,11 | 99,11 | 79,29 |
| 2025 | 1078,27 | 107,83 | 86,26 |
| 2030 | 1173,10 | 117,31 | 93,85 |
| 2035 | 1276,26 | 127,63 | 102,10 |

Tableau II.20 : Estimation des rejets d'équipement de la commune *Tinebdhar*.

| Horizons | Besoin population (m ³ /j) | Besoin des équipements (m ³ /j) | Rejet équipement (m ³ /j) |
|----------|--|---|---|
| 2013 | 730,45 | 73,05 | 58,44 |
| 2015 | 1051,25 | 105,13 | 84,10 |
| 2020 | 1143,70 | 114,37 | 91,50 |
| 2025 | 1244,27 | 124,43 | 99,54 |
| 2030 | 1353,70 | 135,37 | 108,30 |
| 2035 | 1472,74 | 147,27 | 117,82 |

Tableau II.21 : Estimation des rejets d'équipement de la commune *Elflay*.

| Horizons | Besoin population (m ³ /j) | Besoin équipement (m ³ /j) | Rejet équipements (m ³ /j) |
|----------|--|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 2013 | 1069,4 | 106,9 | 85,6 |
| 2015 | 1128,7 | 112,9 | 90,3 |
| 2020 | 1227,9 | 122,8 | 98,2 |
| 2025 | 1335,9 | 133,6 | 106,9 |
| 2030 | 1453,4 | 145,3 | 116,3 |
| 2035 | 1581,2 | 158,1 | 126,5 |

Tableau II.22 : Récapitulatif des rejets d'équipement de la région d'étude.

| Horizons | 2013 | 2015 | 2020 | 2025 | 2030 | 2035 |
|--------------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sidi-Aich | 357,95 | 377,78 | 411,00 | 447,15 | 486,47 | 529,25 |
| Sidi-Ayad | 50,90 | 72,88 | 79,29 | 86,26 | 93,85 | 102,10 |
| Tinbdhar | 58,44 | 84,10 | 91,50 | 99,54 | 108,30 | 117,82 |
| Leflay | 85,6 | 90,3 | 98,2 | 106,9 | 116,3 | 126,5 |
| Rejet total (m³/j) | 552,84 | 625,05 | 680,02 | 739,82 | 804,88 | 875,66 |

II.8.3. Calcul du débit des eaux usées total

Le débit total de l'horizon de calcul est la somme du débit moyen journalier rejeté par les habitants et le débit journalier issue des différents équipements.

Tableau II.23 : Rejet total en eaux usées de la région d'étude.

| Horizons | 2013 | 2015 | 2020 | 2025 | 2030 | 2035 |
|--|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Rejet domestique (m³/j) | 3738,6 | 4361,6 | 4745,2 | 5162,5 | 5616,5 | 6110,4 |
| Rejet des équipements (m³/j) | 552,84 | 625,05 | 680,02 | 739,82 | 804,88 | 875,66 |
| Débit moyen journalier total des rejets (m³/j) | 4291,5 | 4986,7 | 5425,2 | 5902,3 | 6421,4 | 6986,0 |

Sur la base des résultats obtenus des débits d'eaux usées, la capacité en équivalent habitant de la future station d'épuration (STEP) sera comme suit :

$$EH = \frac{\text{Charge de la Station}}{\text{Rgete Spécifique}} \dots\dots\dots (II.2) [8]$$

Avec :

- Charge de la STEP : débit de rejet des eaux usées entrant dans la station d'épuration
- Rejet Spécifique : c'est 80% de la dotation journalière

L'estimation de l'équivalent habitant à l'horizon d'étude est donnée par le tableau suivant :

Tableau II.24 : l'évolution de la capacité d'équivalent habitant de la future STEP.

| Horizons | 2013 | 2015 | 2020 | 2025 | 2030 | 2035 |
|---|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|--------------|
| Dotation (l/hab/j) | 150 | 150 | 150 | 150 | 150 | 150 |
| Total des rejets (m³/j) | 4291,5 | 4986,7 | 5425,2 | 5902,3 | 6421,4 | 6986 |
| Equivalent habitant (EH) | 35763 | 41556 | 45210 | 49186 | 53512 | 58217 |

II.8.4. Débit moyen horaire ($Q_{moy.h}$)

Le débit moyen horaire par jour est le débit observé au cours de la journée mesuré à l'amont de la station d'épuration. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{moy.j}}{24} \dots\dots\dots (II.2) [1]$$

D'après les formules précédentes, on peut calculer les différents débits pour les différents horizons. Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-après :

II.8.5. Calcul des charges polluantes

Charges en DBO5 apportées par les eaux brutes par jour et par habitant sont estimées dans un réseau séparatif à

$$L_o = C_{DBO5} * Q_j \dots\dots\dots (II.3) [1]$$

Avec :

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

$$C_{DBO5} = 230,11 \text{ mg/l}$$

II.8.6. La charge moyenne journalière en MES

$$N_o = C_{MES} * Q_j \dots\dots\dots (II.4) [1]$$

Avec :

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

$$C_{MES} = 265 \text{ mg/l}$$

II.8.7. La charge moyenne journalière en DCO

La charge moyenne journalière en DCO exprimée par la formule suivante :

$$DCO = C_{DBO} * Q_j \dots\dots\dots (II.5) [1]$$

Avec :

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

Nous avons :

$$C_{DCO} = 486,54 \text{ mg/l}$$

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

Tableau II.26 : Estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons d'études.

| Horizons de calcul | | 2013 | 2015 | 2020 | 2025 | 2030 | 2035 |
|---|---|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Débit moyen journalier $Q_j(m^3/j)$ | m^3/j | 4291,5 | 4986,7 | 5425,2 | 5902,3 | 6421,4 | 6986 |
| Concentrations moyennes des eaux brutes | $mg\ DBO_5/l$ $mg\ MES/l$ $mg\ DCO/l$ | 230,11 265 486,54 | | | | | |
| Charge journalières en DBO5 | $Kg\ DBO_5/j$ | 987,5 | 1147,5 | 1248,4 | 1358,2 | 1477,6 | 1607,6 |
| Charge journalières en MES | $Kg\ MES/j$ | 1137,3 | 1321,5 | 1437,7 | 1564,1 | 1701,7 | 1851,3 |
| Charge journalières en DCO | $Kg\ DCO/j$ | 2088 | 2426,2 | 2639,6 | 2871,7 | 3124,3 | 3399 |

Après avoir déterminé les charges hydrauliques et polluantes des eaux usées rejeté dans notre agglomération, il nous sera possible de dimensionner les ouvrages constituant la station d'épuration pour les différents horizons. Le tableau VI.11 nous résume les différents résultats estimés pour la composition de ces eaux.

Tableau II.27 : Récapitulatif des valeurs des charges polluantes et hydraulique.

| Paramètres | | 2025 | 2035 |
|--------------------------------|--------------------|-----------|---------|
| - Type de réseau | | Séparatif | |
| - Nombre d'équivalent Habitant | | 49186 | 58217 |
| Charges Hydrauliques | | | |
| - Débit moyen journalier | (m^3/j) | 5902,3 | 6986 |
| - Débit moyen horaire | (m^3/h) | 245,93 | 291,08 |
| - Débit a temps sec | (l/s) | 123,13 | 144 |
| Charges polluantes | | | |
| DBO ₅ | - Concentration | (mg/l) | 230,11 |
| | - Charge polluante | Kg/j | 1358,18 |
| MES | - Concentration | (mg/l) | 265 |
| | - Charge polluante | Kg/j | 1564,11 |
| DCO | - Concentration | (mg/l) | 486,54 |
| | - Charge polluante | Kg/j | 2871,71 |

II.9. Conclusion

La connaissance de la qualité des eaux usées à traiter est indispensable dans un projet de conception d'une station d'épuration.

Dans ce qui a précédé, on a pu évaluer les charges polluantes ainsi que les charges hydrauliques arrivant à la future station d'épuration. Ces charges nous permettent de dimensionner les différents ouvrages constituant le procédé choisi.

Ce qui nous a fortement accablés, était la présence des rejets de l'abattoir et des huileries qui déversent dans de l'oued Soummam sans aucun traitement préalable.

Il est clair, que si les autorités responsables ne prennent pas les dispositions nécessaires afin d'interdire le déversement direct des eaux d'abattoirs dans le réseau d'assainissement. Les abattoirs doivent impérativement traiter leurs eaux avant de les rejeter.

III.1. Introduction

Le traitement des eaux résiduaires urbaines représente la moitié des activités de traitement de l'eau dans le monde. 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, du rendement épuratoire, de la taille de la population, de la disponibilité du terrain, du climat et la topographie de la région.

Dans ce chapitre nous allons étudier le choix du procédé le plus optimum à adopter pour le cas de notre agglomération.

III.2. Classification des techniques d'épuration

On distingue quatre types de procédés suivant le mode épuratoire suivie pour l'élimination des polluants à savoir :

- Les procédés d'épuration physique
- Les procédés d'épuration physico-chimique
- Les procédés biologiques
- Les procédés d'épuration complémentaire

III.2.1 Les procédés d'épurations physiques (le prétraitement)

Le prétraitement a pour objectif de séparer les matières grossières et les éléments susceptibles de gêner les étapes ultérieures du traitement. Il comprend quatre principaux modes de traitement des eaux usées: le dégrillage, pour retenir les déchets volumineux, le dessablage, pour obtenir une meilleure décantation et éviter l'abrasion des équipements, le dégraissage et le déshuilage, pour éviter l'encrassement de la station par des corps gras.

III.2.1.1. Dégrillage

Le principe du dégrillage consiste en l'insertion d'une grille à travers le courant d'eau usée à prétraiter.

a) Les caractéristiques générales d'une installation de dégrillage sont :

➤ *Forme et position de la grille*

La grille peut être droite ou courbée ; les grilles droites peuvent être placées en position verticale ou inclinées par rapport au plan horizontal.

➤ *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 débris à éliminer :

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

➤ *Vitesse de passage et perte de charge*

La vitesse de passage de l'eau doit permettre l'application des matières sur la grille sans provoquer des pertes de charge importantes ni entraînement 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. [16]

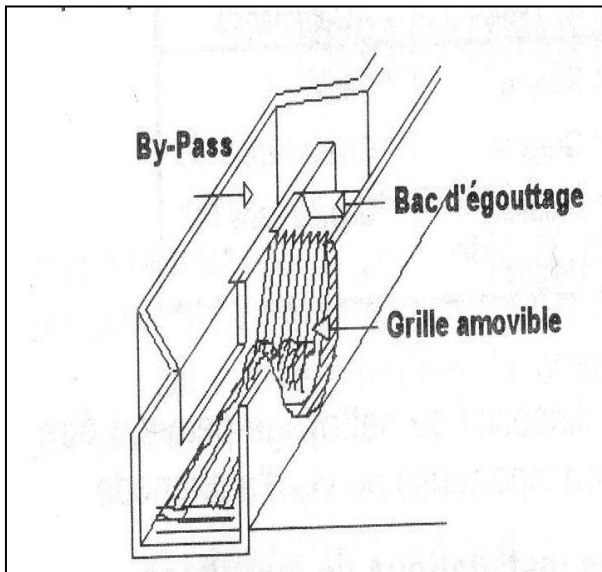


Figure (III.1) : Grille statique simple

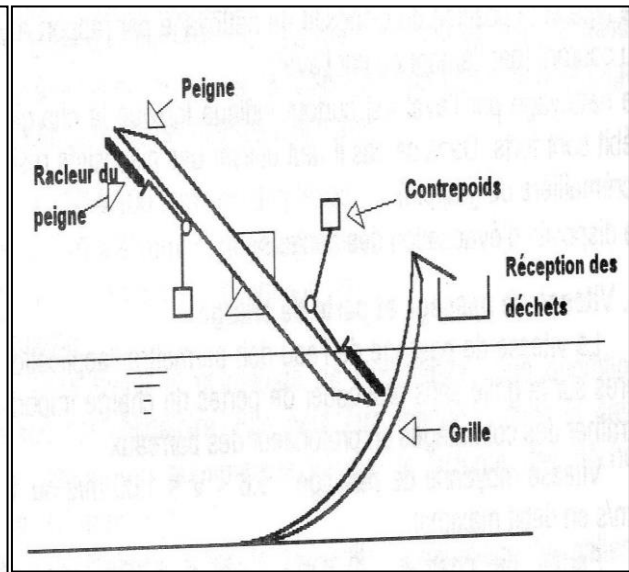


Figure (III.2) : Dégrilleur fixe à chaîne sans fin et râteau

III.2.1.2. Le dessablage

Après le dégrillage, il reste encore dans l'eau des fragments qui peuvent décanter facilement, mais dont la dureté et la taille sont relativement importantes, supérieure à $0,2 \text{ mm}$ de diamètre. On élimine ces matériaux facilement décantables dans de petits bassins rectangulaires ou circulaires. [6]

III.2.1.3. Dégraissage- déshuilage

C'est une opération destinée à éliminer les graisses et les huiles présentes dans les eaux résiduaires (station-service, abattoirs, industries alimentaires etc....)

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 .

✚ Exemples de dégraisseur-déshuileur

➤ Dégraisseur-déshuileur à cloisons siphonides

Caractérisé par :

- Un temps de séjour de plusieurs minutes,
- Une vitesse ascensionnelle de 7 à 10 m/s (rapport du débit à la surface horizontale)

➤ *Déshuileur longitudinal*

Ce type de déshuileur est utilisé pour traiter les eaux résiduaires de raffineries de pétrole et des industries mécaniques. Ses caractéristiques principales sont :

- Vitesse ascensionnelle de 0.9 à 3.6 m/h
- Section transversale calculée pour une vitesse d'écoulement de 18 m/h à 55m/h et égale à 15 fois la vitesse ascensionnelle,
- Hauteur du liquide / largeur du bassin compris entre 0.3 et 0.5
- Largeur comprise entre 2 et 6 m
- Hauteur d'eau de 1 à 3 m.



Figure (III.3) : déshuileur dégraisseur de la STEP de BARAKI

➤ *Dégraisseur aéré*

Amélioration de la vitesse de séparation par injection d'air. Cette injection provoque un mouvement secondaire de l'eau qui permet de guider les flottants vers des zones de tranquillisation où ils sont recueillis par raclage ou par surverse (élévation périodique du plan d'eau par fermeture partielle de la vanne de sortie)

L'ouvrage comporte donc une zone de tranquillisation et une zone d'aération. Le temps de séjour dans l'ouvrage est de l'ordre de 3 à 5 minutes au débit moyen, et de l'ordre de 10 à 15 minutes au débit de pointe. [16]

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 II.10 nous montre un schéma d'un dessableur-déshuileur.

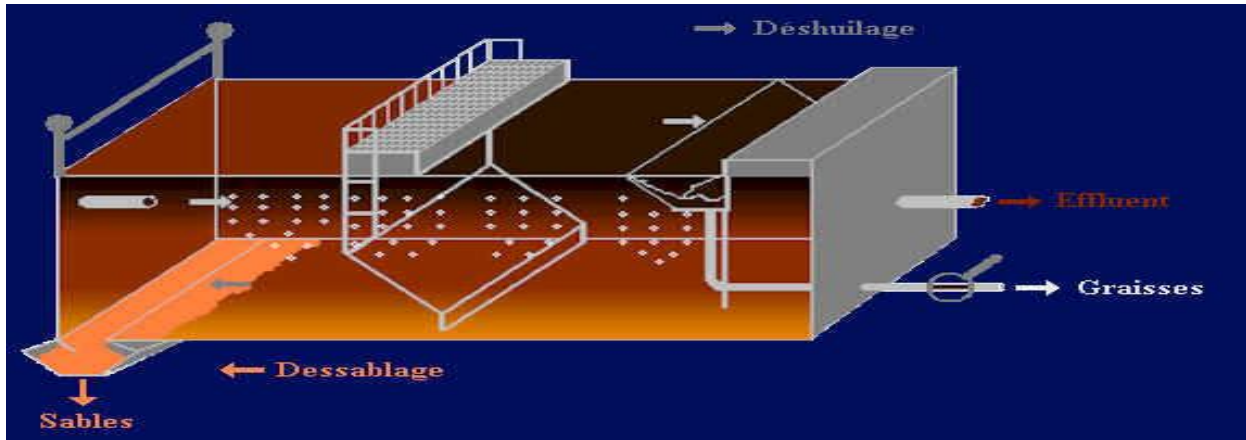


Figure (III.4) : schéma d'un Dessableur

III.2.2 Procédé physiques et chimiques (décantation).

Après le prétraitements, les effluents conservent une charge polluante dissoute et des matières en suspension. L'élimination physique et chimique de la pollution est réalisée à l'aide des décanteurs installés tout au long de la chaîne de traitement.

III.2.2.1. Procédés de décantation physique

La décantation est utilisée dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux. C'est un procédé de séparation des matières en suspension et des colloïdes rassemblés en floc dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Les particules décantées s'accumulent au fond du bassin, d'où on les extrait périodiquement. L'eau récoltée en surface est dite clarifiée et dirigée vers un autre stade d'épuration. [15]

III.2.2.2. Procédés de décantation chimique

Les procédés physico-chimiques de décantation consistent à alourdir les particules en suspension. Ils font appel aux techniques de coagulation ou de floculation-clarification. Les processus de coagulation et de floculation sont employés pour séparer les solides en suspension de l'eau lorsque la vitesse de décantation naturelle est trop lente pour obtenir une clarification efficace.

La turbidité et la coloration de l'eau sont dues à la présence de particules colloïdales de taille trop faible pour sédimenter. La première phase du traitement consiste donc à faire croître ces particules pour les amener à un niveau de taille où elles pourront facilement être séparées par décantation. Les réactifs introduits dans les eaux usées ont un pouvoir adsorbant : autrement dit, ils ont pour effet de neutraliser les charges électriques portées par les substances colloïdales, charges qui, par répulsion électrostatique, maintiennent les particules à l'état dispersé. En outre, ils favorisent leur coagulation, accroissant ainsi la taille et la densité de gros amas ; désignés sous le nom de floccs.

Les réactifs employés sont d'origine minérale (sulfate d'alumine, chlorure ferrique, chaux) ou organique ; et libèrent des ions positifs qui neutralisent le colloïde et précipitent en formant des floccs.

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

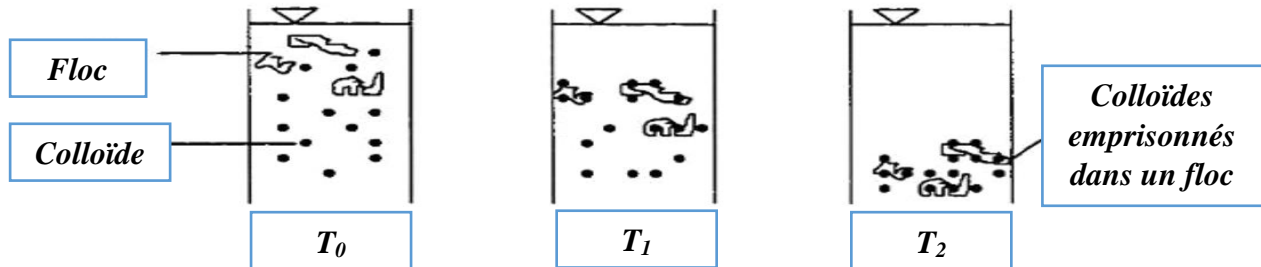


Figure (III.5) : Emprisonnement des particules dans les floccs pendant la décantation

III.2.2.3 Les principaux types de décanteurs

➤ 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°). La figure III.6 représente un décanteur cylindro-conique statique sans raclage

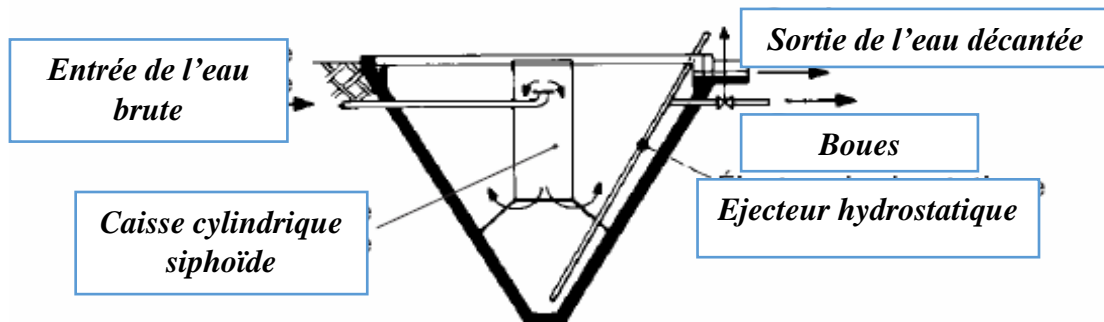


Figure (III.6) : Décanteur cylindro-conique

➤ Les décanteurs statiques 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 fût central creux où arrive l'eau brute d'où elle est répartie généralement par une cloison siphonide annulaire.

Les boues sont amenées vers une fosse centrale à l'aide d'un dispositif de raclage sur une pente de 5 à 10°. De plus un racleur de surface pousse les corps flottants vers une écumoire d'où ils peuvent regagner la fosse des boues.

Un décanteur circulaire à raclage mécanique est représenté sur la figure III.7.

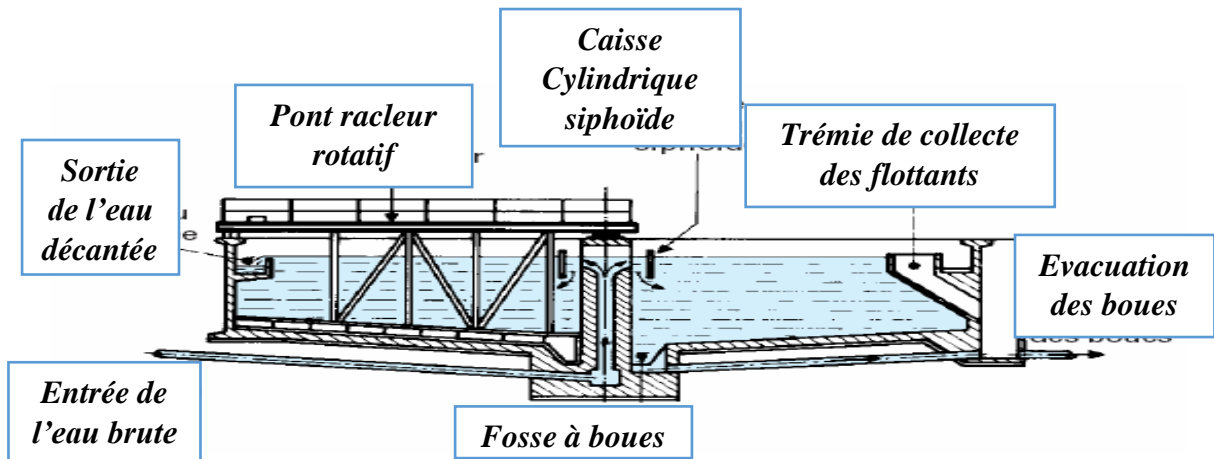


Figure (III.7): Décanteur circulaire à raclage mécanique

✓ Décanteurs longitudinaux rectangulaires

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage qui sont les suivants :

1. les décanteurs à pont racler.
2. les décanteurs à chaînes.

Les ponts racler se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contre-courant. Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs le puits des boues est situé à l'arrivée de l'effluent. Un décanteur rectangulaire avec raclage est représenté sur la figure qui suit :[1]

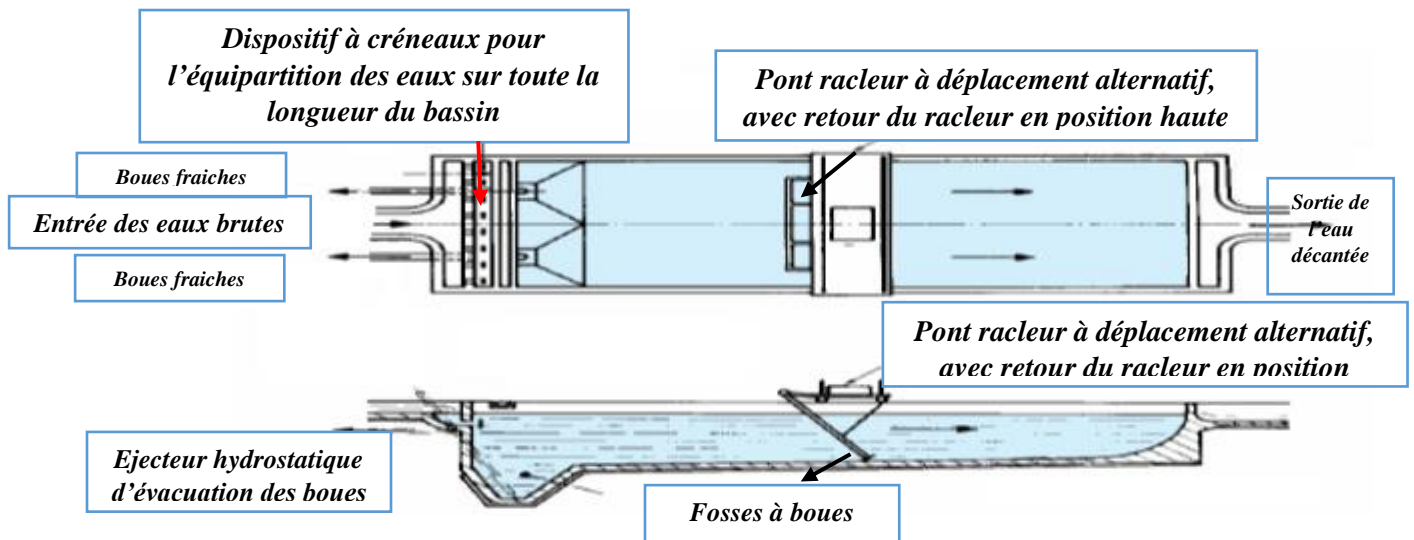


Figure (III.8). : Décanteur longitudinal à pont racleur

III.2.3 Les procédés biologiques (traitement secondaire)

Les traitements biologiques reproduisent, artificiellement ou non, les phénomènes d'autoépuration existant dans la nature. Elles regroupent l'ensemble des processus par lesquels un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une pollution. Son principe est de provoquer une prolifération de micro-organismes aux dépens des matières organiques apportées par l'effluent, en présence ou non d'oxygène. [15]

III.2.3.1 Classification des techniques d'épuration biologique

On distingue deux principaux types de procédés biologiques:

1. Les procédés intensifs ou artificiels
2. Les procédés extensifs ou naturels.

III.2.3.1.1 Les procédés intensifs ou artificiels

Ils ont pour but de décomposer de façon biochimique et par oxydation les matières non séparables par décantation.

Parmi ces procédés, on distingue :

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

A. Lit bactérien

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs. Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Le but est d'apporter de l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. La figure

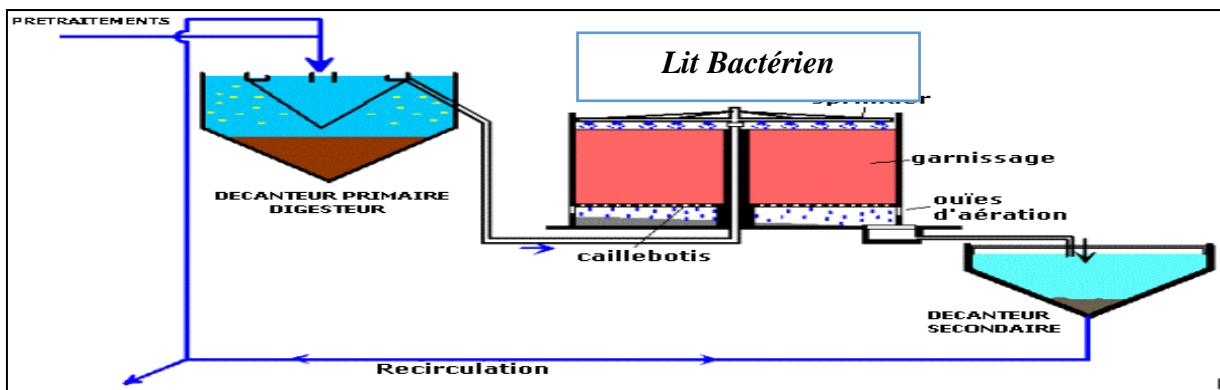


Figure (III.9) : Schéma du principe du lit bactérien.

Remarque

Les cultures fixées sur supports grossiers nécessitent un traitement primaire en tête dans un décanteur-digester dont le rôle est d'assurer :

- le dépôt des particules en suspension contenues dans les eaux usées préalablement prétraitées par séparation gravitaire ;
- la digestion anaérobie de la fraction organique de ces dépôts

B. Disques biologiques

Une autre technique faisant appel aux cultures fixées est constituée par les disques biologiques tournants. Ce procédé consiste à alimenter en eau usée, préalablement décanté une cuve contenant des disques en rotation sur un axe horizontal. **Voire figure III.10.**

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

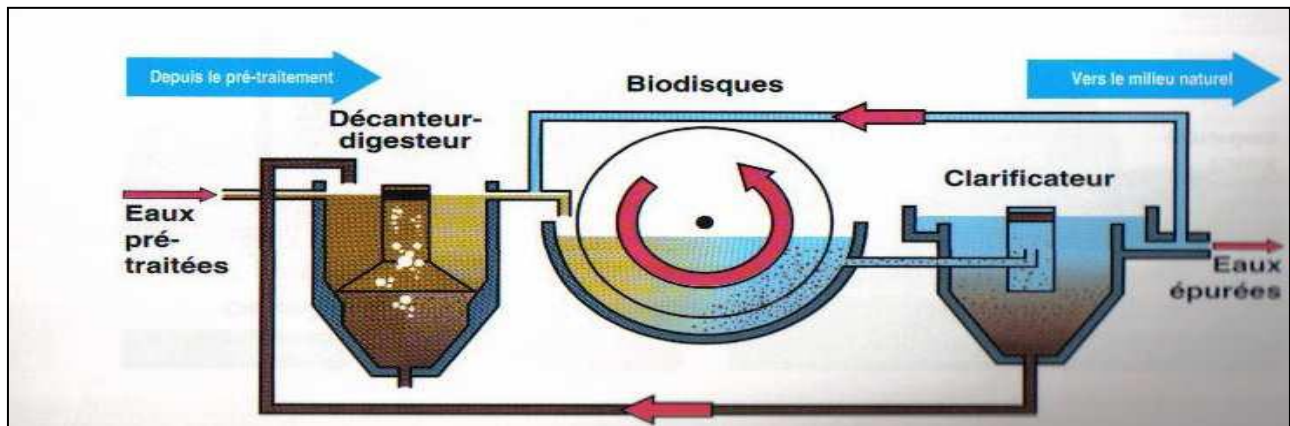


Figure III.10 : Schéma du principe des biodisques.

C. Boues activées

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

C'est un système qui fonctionne en continu dans lequel des micro-organismes sont mis en contact avec les eaux usées contenant des matières organiques. De l'oxygène est injecté dans le mélange nécessaire aux besoins respiratoires des bactéries responsables de l'épuration (traitement aérobie).

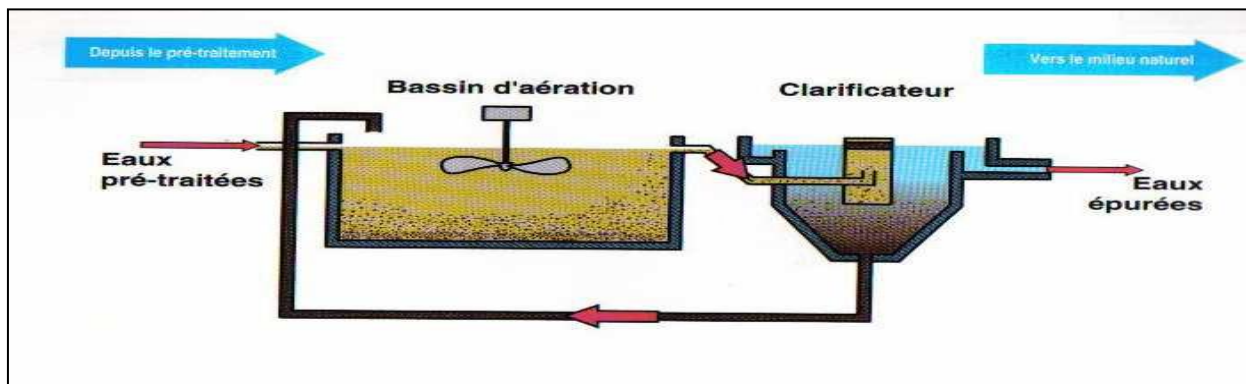


Figure (III.11) : Procédé d'épuration par boue activée.

Une installation de type boues activées comprend les étapes suivantes:

- Les prétraitements, et éventuellement, primaires ;
- Le bassin d'activation (ou bassin d'aération);
- Le décanteur secondaire avec reprise d'une partie des boues;
- L'évacuation des eaux traitées;
- Les digesteurs des boues en excès provenant des décanteurs. [13]

C.1. Paramètres de fonctionnement

C.1.1. Charge massique (C_m) ou facteur de charge

La charge massique représente la quantité de DBO_5 (en kg/j) rapportée à la masse de matières en suspension totales contenues dans l'ouvrage de volume V . Elle s'exprime en $kg\ DBO_5 / (kg\ MES.j)$; la charge massique est parfois rapportée soit à la masse de micro-organismes ou bien les matières volatiles sèche (MVS) contenues dans l'ouvrage. Elle s'exprime alors en $kg\ DBO_5 / (j.\ kg\ MVS)$. [8]

C.1.3. Charge volumique (C_v)

La charge volumique C_v correspond à la quantité journalière de pollution à dégrader (en $kg\ DBO_5/j$) dans le volume V (m^3) de l'ouvrage. Elle s'exprime en $kg\ DBO_5 / (j.\ m^3)$. [8]

C.1.2. Age des boues

L'âge des boues A_b est le rapport entre la masse de boues présentes dans le réacteur et la masse journalière de boues extraites. En plus de la charge massique appliquée, l'âge des boues constitue le paramètre fondamental à prendre en compte lors de dimensionnement des stations d'épuration. [5]

Le classement des procédés par boue activée est exprimé dans le tableau ci-dessous :

| Appellation | Charge massique C_m (Kg DBO_5 /Kg MES .j) | Charge volumique C_v (Kg DBO_5 /m ³ .j) | Agés des boues en jour | Rendement R d'élimination de la DBO_5 |
|--------------------|---|--|------------------------|---|
| Aération prolongée | $0,05 \leq C_m < 0,1$ | $C_v < 0,35$ | 14 | $R \geq 95\%$ |
| Faible charge | $0,10 \leq C_m < 0,20$ | $0,35 \leq C_v < 0,60$ | 10 à 30 | $R \geq 90\%$ Nitrification possible |
| Moyenne charge | $0,20 \leq C_m < 0,50$ | $0,6 \leq C_v < 1,5$ | 4 à 10 | $R = 80$ à 90% Nitrification possible aux températures élevées |
| Forte charge | $0,5 \leq C_m < 1$ | $1,5 < C_v < 4$ | 1,5 à 4 | $R < 80\%$ |

Tableau III.1 : Classement des procédés par boues activées. [19]

Remarque : Les formules de calcul des paramètres de fonctionnements (charge volumique et l'âge des boues) et le choix du procédé par boue activée à choisir seront traitées d'une manière dans le chapitre traitant le dimensionnement des ouvrages de la STEP.

III.2.3.1.2 Les procédés extensifs

Les techniques dites extensives sont des procédés qui réalisent l'épuration à l'aide de cultures fixées sur support fin ou encore à l'aide de cultures libres mais utilisant de l'énergie solaire pour produire de l'oxygène par photosynthèse. Le fonctionnement de ce type d'installation sans électricité est possible, excepté pour le lagunage aéré pour lequel un apport d'énergie est nécessaire pour alimenter les aérateurs ou les matériels d'insufflation d'air.

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

Parmi les procédés extensifs, on a :

- Cultures fixées :
 - Infiltration-percolation ;
 - Filtre planté à écoulement vertical ;
 - Filtre planté à écoulement horizontal.
- Cultures libres :
 - Lagunage naturel ;
 - Lagunage aéré

A. Cultures fixées

Infiltration-percolation

Les procédés d'épuration à culture fixées sur support fin consistent à faire ruisseler les eaux usées prétraitées (traitement primaire) sur plusieurs massifs indépendants. Les deux principaux mécanismes sont :

1. **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) ;
2. **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)

La figure (III.12) nous donne un aperçu général sur la technique de la culture fixe.

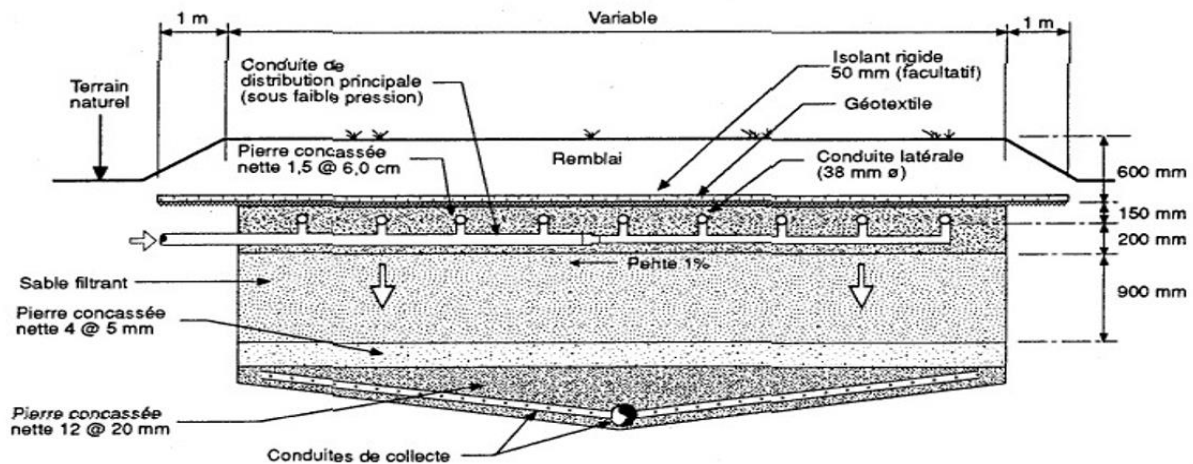


Figure (III.12) : cultures fixées sur support fin

B. Filtre planté 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. 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,...) et biologique (biomasse fixée sur support fin).

Les eaux épurées sont drainées. Les filtres sont alimentés en eaux usées brutes par bâteaux. Pour un même étage, la surface de filtration est séparée en plusieurs unités permettant d'instaurer des périodes d'alimentation et de repos.

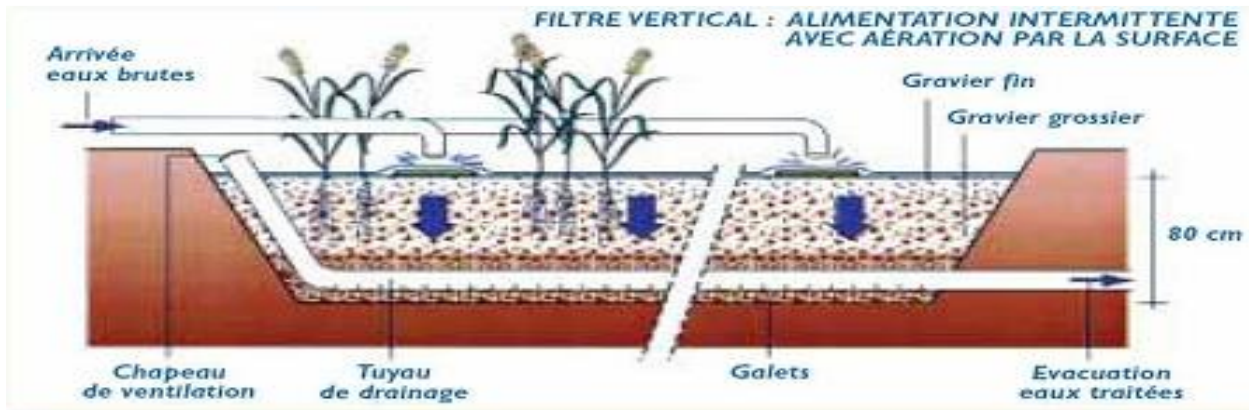


Figure (III.13) : filtre planté à écoulement vertical

C. Filtre planté à écoulement horizontal

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

La figure (III.14) suivante représente une coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal.

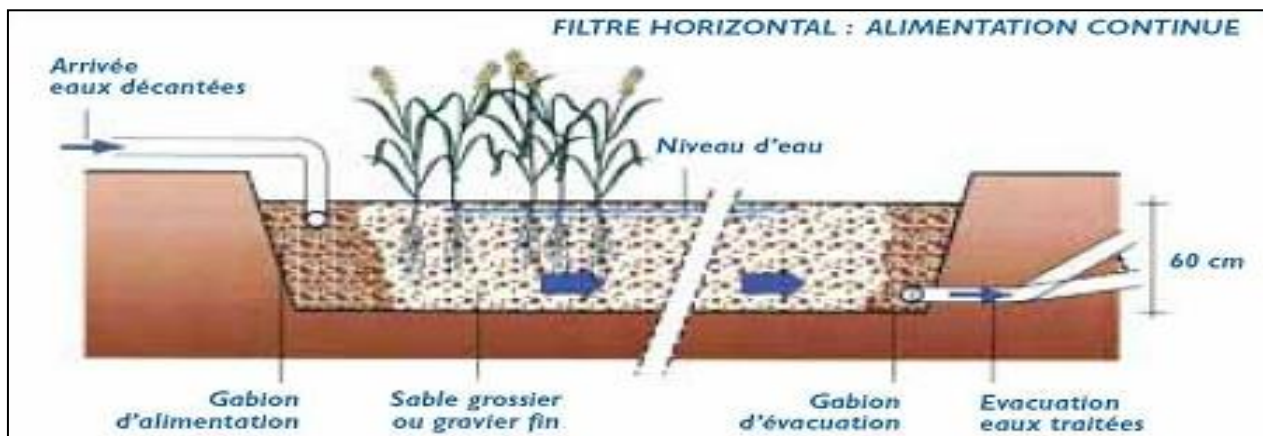


Figure (III.14) : filtre planté à écoulement horizontal.

D. Cultures libres

D.1. Le 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.

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.

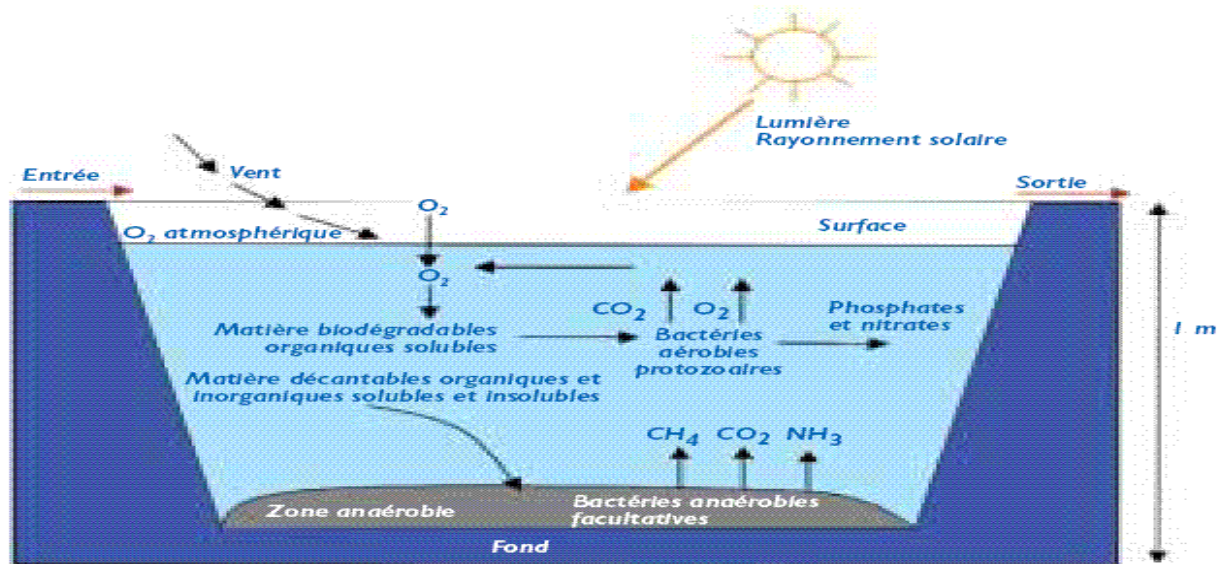


Figure (III.15): schéma d'un lagunage naturel

D.2. Lagunage aérée

Surface ou une insufflation d'air. Ce principe ne se différencie des boues activées que par l'absence de système de recyclage des boues ou d'extraction des boues en continu. Dans l'étage d'aération, les eaux à traiter sont en présence de micro-organismes qui vont consommer les nutriments constitués par la pollution à éliminer. Ces micro-organismes sont essentiellement des bactéries et des champignons (comparables à ceux présents dans les stations à boues activées).

Dans l'étage de décantation, les matières en suspension qui sont les amas de micro-organismes et de particules piégées, décantent pour former les boues. Ces boues sont pompées régulièrement ou enlevées du bassin lorsqu'elles constituent un volume trop important. [5]



Figure (III.16) : lagunage aéré

Remarque

Les normes de rejet ainsi que les caractéristiques de site d'implantation de chaque procédé extensif sont exprimées dans l'annexe 3

III.2.4 Les Traitements Complémentaires

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

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

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

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

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

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 qui doit être hautement qualifié. [11]

III.3. Choix du procédé biologique à adopté pour le cas de notre agglomération

Il n'existe pas un dispositif épuratoire universel, le choix du procès d'épuration biologique à sélectionner est fonctionnel de l'avantage et de l'inconvénient de chaque procédé conjugué par une étude comparative touchant les principaux paramètres suivants :

III.3.1. La population raccordée à la future station

La connaissance actuelle et future de l'évolution de la population de la région d'étude est capitale pour le bon choix de procédés à adopter. La croissance ou la diminution de la population nous permettra de définir la nature du flux à traiter (quantité et qualité) afin de dégager les dimensionnements du procédé le plus optimum pour un rendement épuratoire fiable.

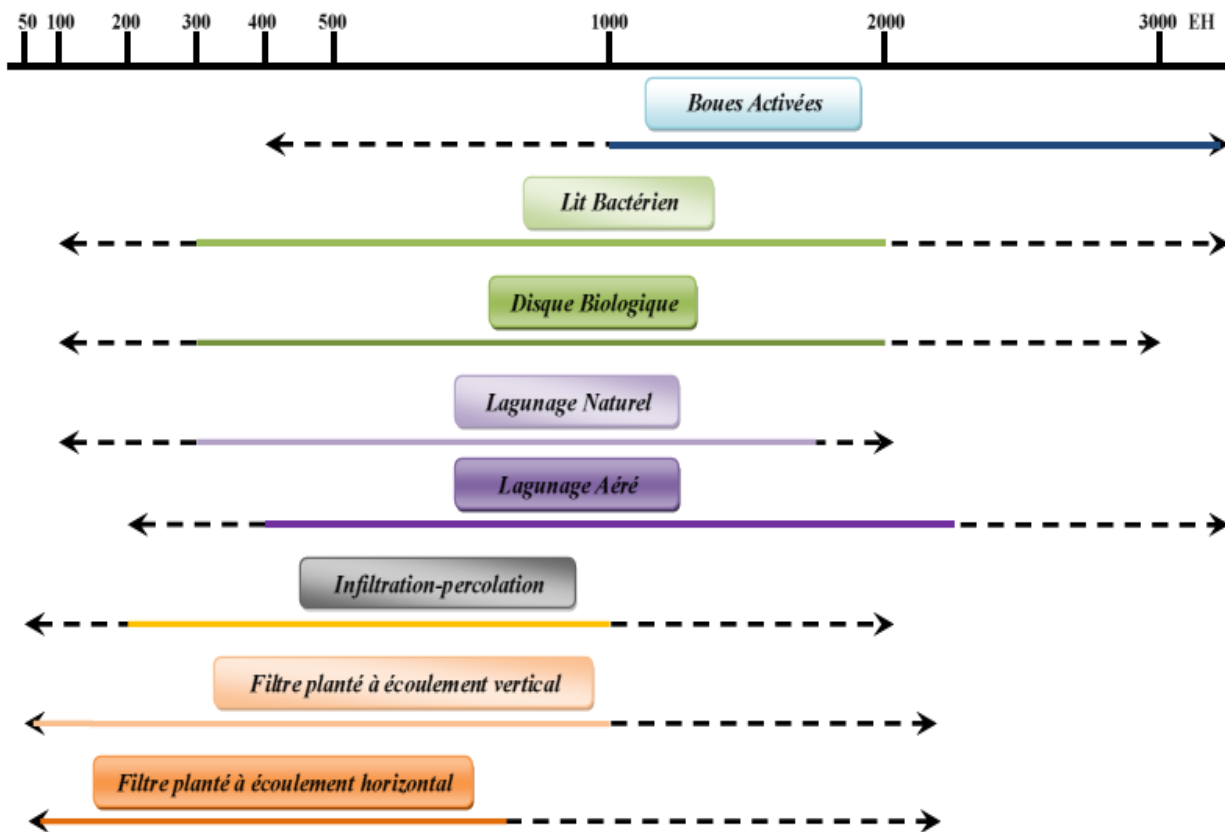


Figure (III.17) : *Domaine d'application possible [A]*

III.3.2. Qualité des eaux rejetée au milieu récepteur

les cours d'eaux, comme les nappes souterraines, sont plus ou moins sensibles aux rejets. Ils font l'objet d'une surveillance qui permet d'établir leur niveau de qualité requis. Dans d'autre cas les eaux épurées seront rejetée directement dans l'oued de Soummam. La qualité physicochimique de rejets de chaque procédé est exprimée dans (**l'annexe 03**).

III.3.3. Avantages et inconvénient de chaque procédé

Les avantages et les inconvénients de chaque procédé sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Récapitulatif des avantages et inconvénients technico-économiques de chaque procédé biologique. [18]

| Procédés biologiques | Avantages | Inconvénients |
|---------------------------|--|---|
| Procédés extensifs | Facilité et faible cout d'exploitation. Aucune consommation énergétique si la topographie le permet. | La filière ne peut-être utiliser que pour des eaux usées d'origines domestiques. |
| | Bonne réaction aux variations de charges organiques. | Maîtrise limitée de l'équilibre biologique et des processus épuratoires |
| | Excellente adaptation pour les régions ayant un système d'assainissement séparatif (excepté le lagunage naturelle) | Génie civil simple |
| | Gestion des boues facilitée | Performances pouvant être altérées en DBO ₅ , DCO et MES par la présence d'algues vertes ces chlorelles(lagunage naturelle). |
| Procédés intensifs | Bonne résistance aux surcharges organiques et hydrauliques passagères | Nécessité d'un personnel ayant des compétences en électromécanique |
| | Bonnes performances pour l'ensemble des Paramètres | Très grande sensibilité aux coupures d'électricité prolongées |
| | Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ; | Coût d'investissement élevé Consommation énergétique importante |

III.4. Sites d'implantation de la future station d'épuration de Sidi Aich

Trois sites ont été proposés pour l'implantation de la station d'épuration de Sidi Aich, Deux terrains se trouvent à la rive gauche et un autre sur la rive droite voir **figure ci joint**. La comparaison finale du site d'implantation doit répondre à un ensemble de critères technico-économiques afin d'assurer une protection optimale du milieu récepteur de la région étudiée.

Les facteurs déterminant le choix de site d'implantation sont les suivants :

- La protection du milieu ;
- La contrainte du site ;
- La technique d'épuration choisie ;
- Les moyens financiers.

La figures suivante, nous donnent un aperçu sur les sites proposés pour l'implantation de la future STEP.

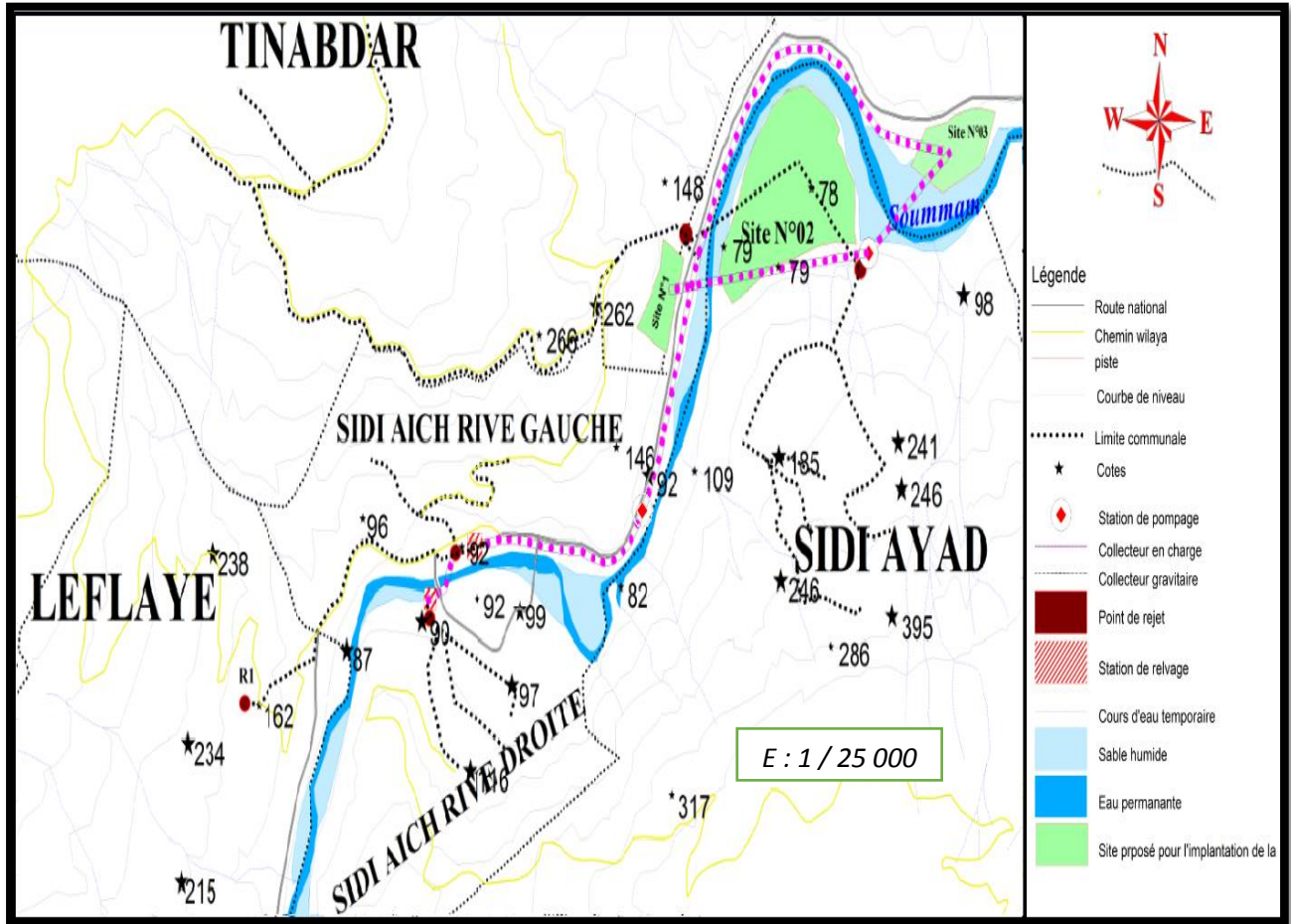


Figure (III.18) : Plan de réseau des collecteurs des eaux usées projeté vers les sites susceptibles d'implanter la STEP

➤ **Présentation du site 1**

Le premier site est situé à la rive gauche à 2 Km de l'agglomération chef-lieu. C'est une ancienne carrière de plâtre caractérisée par une superficie insuffisante et une topographie très accidentée ce qui nécessitera des travaux de terrassement important lors la de la réalisation.

Tableau III. : Les caractéristiques générales du site 01

| contraintes | Direction du vent | Servitude | Topographie | Superficie | Inondation | Collecteurs Projetés |
|-------------|--|-----------|----------------------|--|----------------------|---|
| Site 1 | Est : pendant la période estivale Ouest : durant les autres périodes de l'année | Bonne | Mauvaise (accidenté) | Insuffisante Pour le procédé choisi | Risque quasiment nul | -GR + SR (rejet 1 et 2) -Stations de pompages (rejet 3 et 4) |

La figures suivantes, nous donnent un aperçu du site 01 proposé pour l'implantation de la future STEP

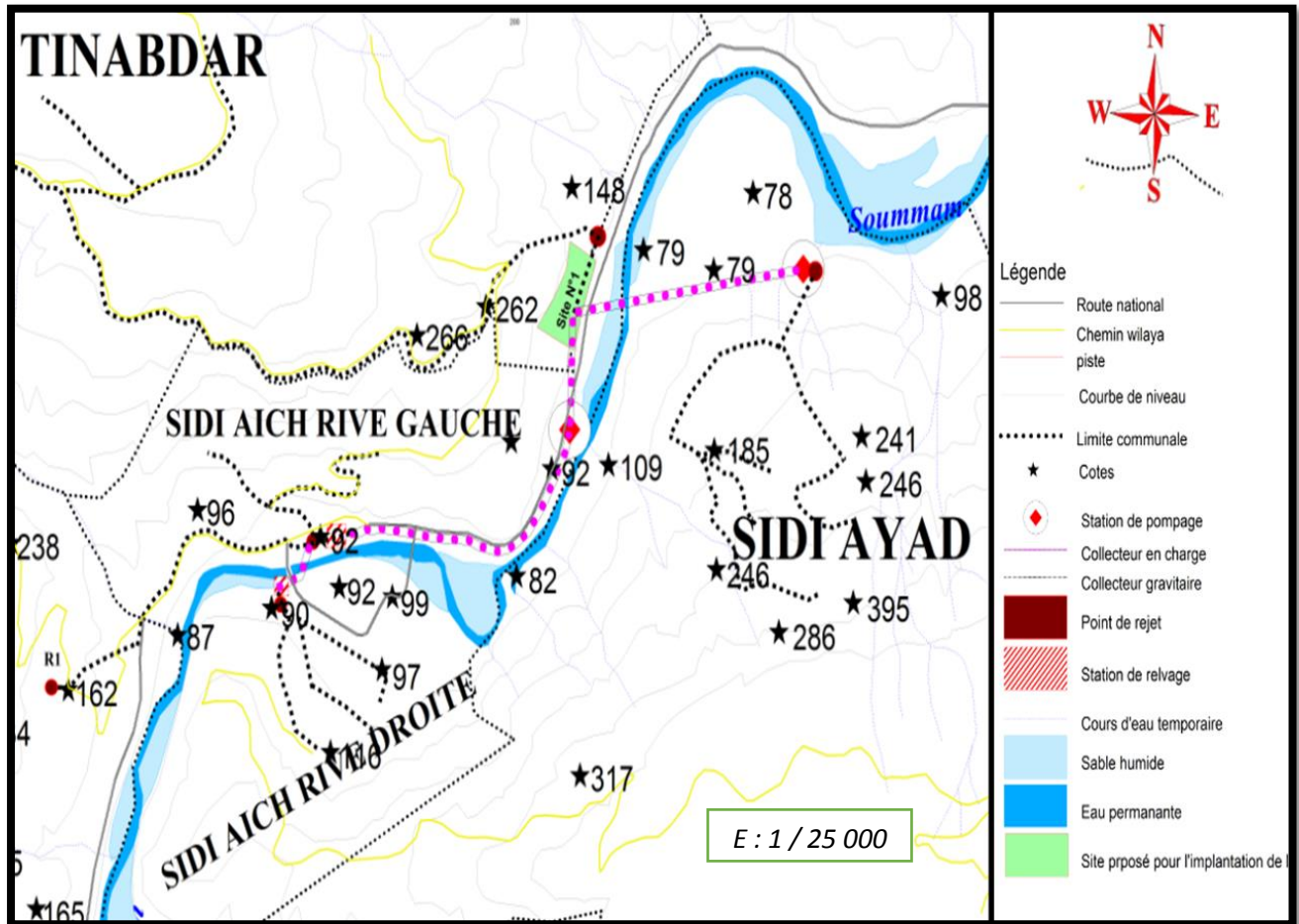


Figure (III.19) : tracé des collecteurs des eaux usées projeté vers le site 01

➤ **Présentation du site 2**

Le deuxième site est situé sur la rive droite à 2 Km du chef-lieu de la ville de Sidi Aich. C'est un terrain plat, agricole et déjà en exploitation.

Tableau III.4 : Les caractéristiques générales du site 02

| Contraintes | Direction du vent | Servitude | Topographie | Superficie | Inondation | Collecteurs Projetés |
|-------------|--|-----------|-------------|--------------------------------------|---------------|---------------------------------------|
| Site 2 | Est : pendant la période estivale Ouest : durant les autres périodes de l'année | Bonne | Plat | suffisante Pour le procédé choisi | Risque élevée | Gravitaire pour l'ensemble des rejets |

La figure suivante, nous donnent un aperçu du site 02 proposé pour l'implantation de la future S.T.E.P

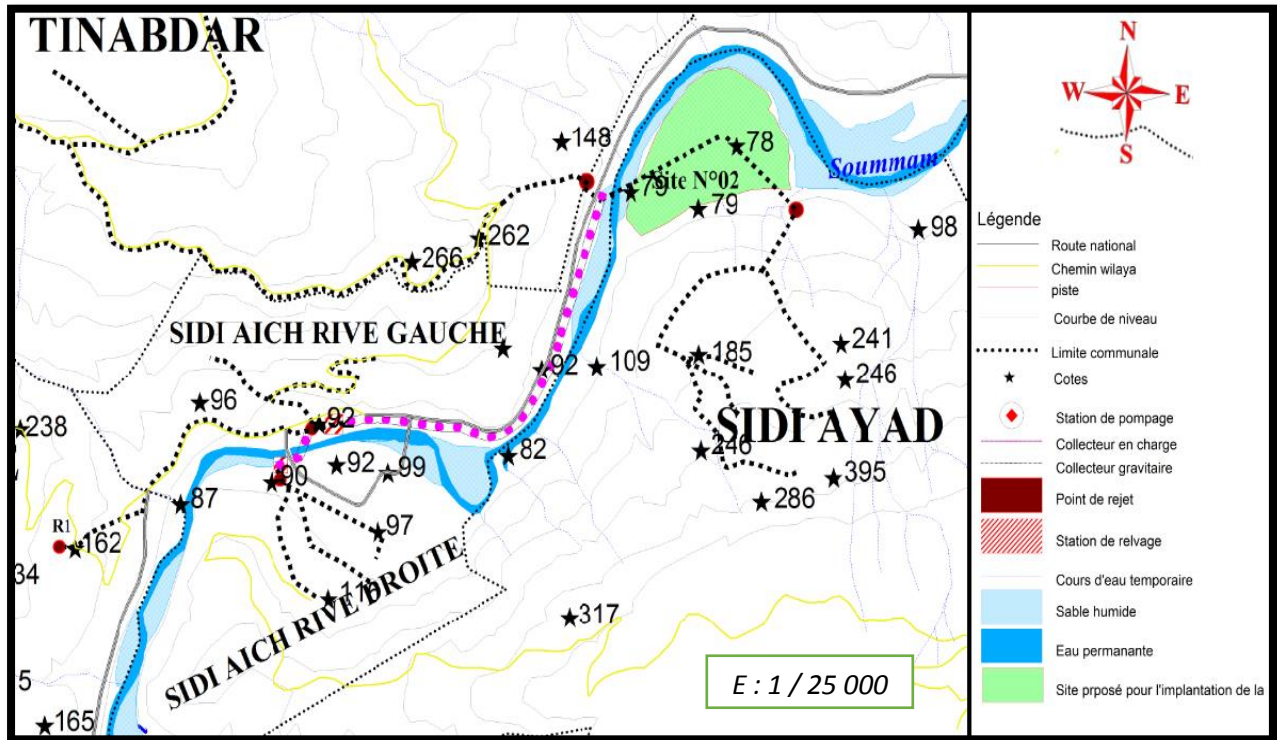


Figure (III.20) : tracé des collecteurs des eaux usées projeté vers le site 02

➤ **Présentation du site 3**

Le troisième site est situé sur la rive gauche à 4.5 Km du chef-lieu de l'agglomération. C'est un terrain à vocation agricole caractérisé par une pente assez importante (Nord/Est – Nord/Ouest).

Tableau III.4 : Les caractéristiques générales du site 03

| Contraintes | Direction du vent | Servitude | Topographie | Superficie | Inondation | Collecteurs Projetés |
|-------------|--|-----------|---------------------------|-----------------------------------|--------------------|--|
| Site 3 | Est : pendant la période estivale Ouest : durant les autres périodes de l'année | Bonne | Mauvaise (très accidenté) | suffisante Pour le procédé choisi | Risque très élevée | Relevage pour les rejets 1,2 et 3 Pompage pour le rejet 4 |

Remarque

Les rejets cités au-dessus sont présentés comme suit :

Rejet N°1 et N°2 présentent celui de la commune de Leflay et Sidi Aich.

Rejet N° 3 et N° 4 présentent celui des communes de Tinebdhar et de Sidi Ayad.

La figure suivante, nous donnent un aperçu du site 03 proposé pour l'implantation de la future S.T.EP

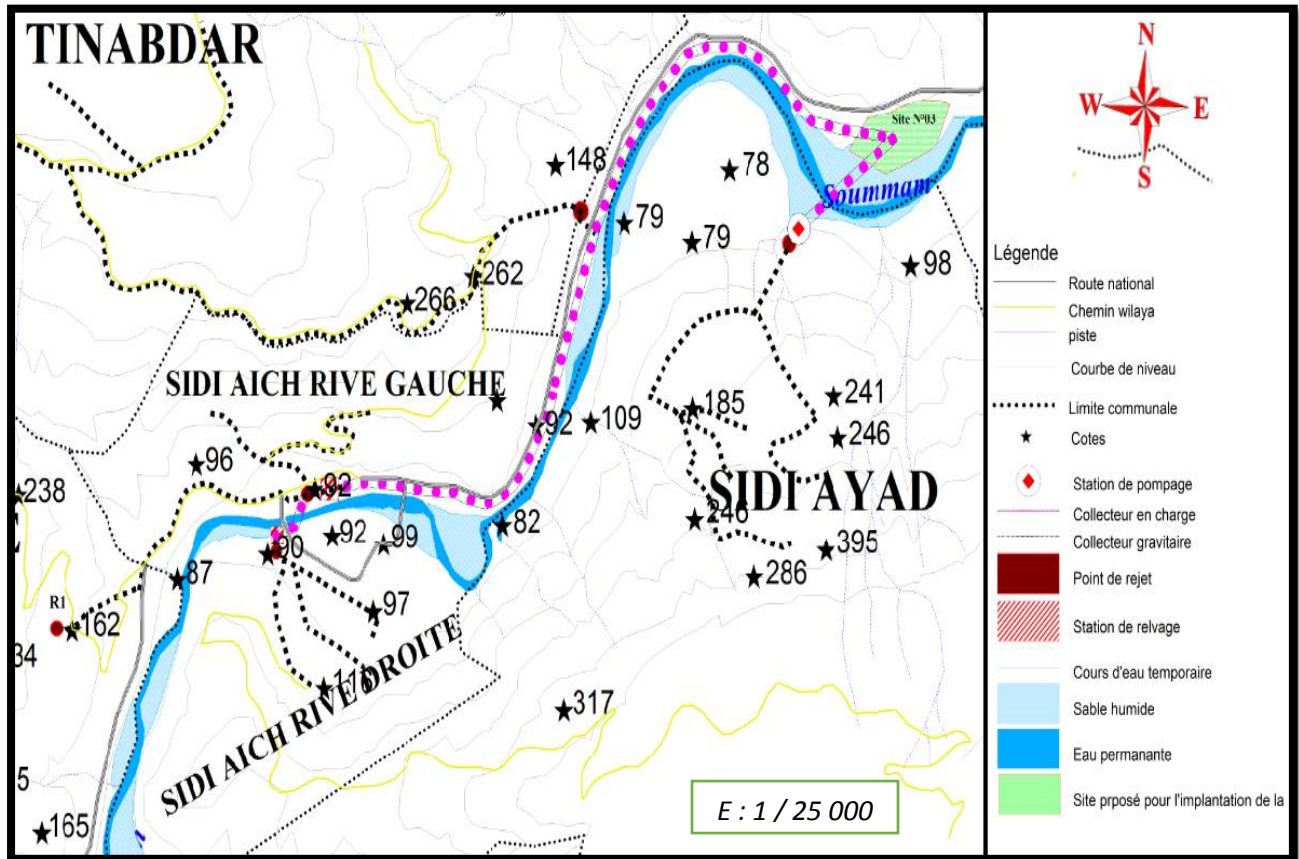


Figure (III.21) : tracé des collecteurs des eaux usées projeté vers le site 03.

Comparaison des sites

- La superficie est insuffisantes pour le premier site mais suffisante pour les autres
- L'accès est facile pour les trois sites
- Non disponibilité de la ressource énergétique pour les trois sites
- Les trois sites sont éloignés de toutes habitations
- Possibilité d'intégration facile dans l'environnement pour les trois sites
- Le premier site nécessite un relavage des eaux usées
- le premier et troisième sont caractérisés par leur relief très accidenté contrairement au deuxième site plat et bien situé sur la rive droite ce qui facilitera le raccordement à la station des collecteurs de la région d'étude

En tenant compte de la superficie, la topographie et la possibilité de raccordement des collecteur des rejets de la région d'étude par voie gravitaire (tableau), nous pouvons conclure que le deuxième site présente les meilleurs paramètres, d'où son choix pour l'implantation de la STEP de Sidi Aich.

III.5. Conclusion

Après avoir vu les différents types de traitement biologique, on propose d'adopter le processus par boue activée comme moyen de traitement des eaux usées de notre agglomération, et cela est dû au rendement épuratoire qu'il procure voire *annexe 3* et le nombre de population raccordée à la région d'étude qui dépasseront les 49186 équivalent habitant à l'horizon d'étude de 2025 et 58217 équivalent habitant pour 2035. La station sera implantée dans le site N 02 en raison de la topographie du terrain qui permet un écoulement gravitaire de l'ensemble des eaux usées acheminées par les collecteurs vers le site d'implantation de la future station.

IV.1. Introduction

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs débits et leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans le domaine d'agriculture. Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour cela deux horizons de calcul sont choisis 2025 et 2035.

IV.2. Dimensionnement des collecteurs de transport des eaux usées vers la STEP

La collecte des eaux usées de la région d'étude sera faite par la réalisation de deux collecteurs principaux.

- Collecteur N°01 : composé de deux tronçons, le collecteur assura le raccordement des rejets de Leflay, Sidi Aich et Tinebdhar vers la STEP.
- Collecteur N°02 : assura le raccordement du rejet de Sidi Ayad vers la STEP.

IV.2.1. Dimensionnement du collecteur N°01

IV.2.1.1. dimensionnement du tronçon de Sidi Aich et Leflay.

Le collecteur sera raccordé au rejet des communes de Sidi-Aich et Leflay de cote 87 m vers le rejet de Tinebdhar de cote 85 m sur une distance de 2022 m.

Après avoir calculé les débits des rejets vers les collecteurs principaux (*chapitre II : caractéristiques et évaluation des flux d'eaux usées*), On calculera le diamètre des collecteurs en tenant compte des formules suivantes :

➤ L'équation de BERNOULLI

L'équation est donnée par la formule suivante :

$$\frac{P_1}{W} + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{W} + \frac{v_2^2}{2g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots\dots\dots (IV.1) [14]$$

Avec :

- $\frac{P_1}{W}$ et $\frac{P_2}{W}$: énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $\frac{v_1^2}{2g}$ et $\frac{v_2^2}{2g}$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_1 et Z_2 : cotes des points (1) et (2).
- ΔH_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

On suppose que :

- $\frac{v_1^2}{2g}$ et $\frac{v_2^2}{2g}$ égale a zero (vitesse faible)
- P_1 et P_2 égale à zéro (pression manométriques)

Donc on aura :

$$Z_1 = Z_2 + \Delta H_{1-2}$$

$$\Delta Z = Z_1 - Z_2$$

- Z_1 : la cote du projet du rejet de Sidi Aich
- Z_2 : la cote du projet du rejet de Tinebdhar.
- ΔZ : la différence de la cote du projet des de collecteurs

$$\Delta Z = \Delta H_{1-2}$$

➤ *L'équation de WILLIAMS Hazen*

L'équation de WILLIAMS Hazen est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_{(L)} = 10,654 \cdot \left(\frac{Q}{C_{hw}} \right)^{1,8518} \cdot \frac{L}{D^{4,87}} \dots\dots\dots (IV.2) [20]$$

Avec :

- Q_{pts} : Debit d'écoulement par temps sec en m³/s.
- C_{hw} : constante liée au type de conduit.
- D : diamètre de la conduite en m
- L : longueur de la conduite en m.

Les pertes de charge sont expimées par la formule suivante

$$\Delta H_{(T)} = \Delta H_{(L)} + \Delta H_{(S)}$$

Avec :

- $\Delta H_{(L)}$: la perte de charge liniaire.
- $\Delta H_{(S)}$: la perte de charge singulière.

On suppose que : $\Delta H_{(L)} = 10\% \Delta H_{(S)}$ Donc on aura: $\Delta H_{(T)} = 1,1 \Delta H_{(L)}$

La combinaison des formules de (IV.1) et (IV.2) nous permettra de calculer le diameter des collecteurs.

$$\Delta H_{(T)} = \Delta Z$$

$$\Delta H_{(L)(1-2)} = 1,1 * 10,654 \cdot \left(\frac{Q}{C_{hw}} \right)^{1,8518} \cdot \frac{L}{D^{4,87}} \iff 2 = 1,1 * 10,654 \cdot \left(\frac{0,084}{150} \right)^{1,8518} \cdot \frac{2022}{D^{4,87}}$$

$$D = \sqrt[4,87]{1,1 * 10,654 \cdot \left(\frac{0,084}{150} \right)^{1,8518} \cdot \frac{2022}{2}}$$

D = 345 mm

Avec :

- $C_{hw} = 150$ (conduite de type PVC)

Le diamètre commercial de la conduite PVC choisi est de 400 mm avec une épaisseur de 13.1 mm

D = 400 m m

IV.2.1.2. Dimensionnement du tronçon Tinebdhar vers la STEP

Le collecteur acheminera à la fois les rejets de Sidi Aich, Leflay et Tinebdhar de cote 84 m vers le bay passe de la STEP de cote 78 m

Le calcul du diamètre est fait par les formules suivantes :

D'après les formules de BERNOULLI et de WILLIAMS Hazen on aura:

$$\Delta H_{(L)(1-2)} = 10,654 \cdot \left(\frac{Q}{C_{hw}}\right)^{1,8518} \cdot \frac{L}{D^{4,87}} \iff 7 = 1,1 * 10,654 \cdot \left(\frac{0,105}{150}\right)^{1,8518} \cdot \frac{400}{D^{4,87}}$$

$$D = \sqrt[4,87]{1,1 * 10,654 \cdot \left(\frac{0,105}{150}\right)^{1,8518} \cdot \frac{400}{7}}$$

D = 240 mm

Le diamètre commercial choisi pour le collecteur de Tinebdhar est de 315 mm avec un épaisseur de 10,4 mm

D = 315 mm

IV.2.2. Dimensionnement du collecteur N°02 de Sidi Ayad de vers la STEP

Le collecteur sera raccordé du rejet de la commune de Sidi Ayad de cote 100 m vers le Bay passe de la STEP de cote 78 m sur une distance de 400 m.

$$H_T = 1,1 * 10,654 \cdot \left(\frac{0,025}{150}\right)^{1,8518} \cdot \frac{400}{D^{4,87}} \iff 22 = 1,1 * 10,654 \cdot \left(\frac{0,025}{150}\right)^{1,8518} \cdot \frac{400}{D^{4,87}}$$

D = 110 mm

Le diamètre commercial choisi pour le cas du collecteur est de 125 mm avec un épaisseur de 3.2 mm.

D=125mm

IV.2.3. Calcul de la vitesse d'écoulement de l'ensemble des collecteurs raccordée à la STEP

La formule utilisée pour le calcul est la suivante :

$$Q_{pts} = v * S \qquad \text{Donc} \qquad v = Q_{pts} / S$$

- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- S : la surface d'écoulement m² (calculée par le diamètre intérieur)

Les vitesses d'écoulements dans les collecteurs sont exprimées dans le tableau suivant :

Tableau (IV.1) : récapitulatifs des vitesses d'écoulement de l'ensemble d'écoulement

| Paramètres | Q m ³ /s | D _{calculé} (m) | D _{commercialisé} (m) | D _{intérieur} (m) | V _{moyenne} m/s |
|--|------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| Collecteur principale de Sidi Aich et Leflay vers Tinebdhar | 0,084 | 0,345 | 0,400 | 0,3738 | 0,8 |
| Collecteur de Tinebdhar vers la STEP | 0,105 | 0,240 | 0,315 | 0,2942 | 2,31 |

| | | | | | |
|---|-------|-------|-------|--------|------|
| Collecteur de Sidi Ayad vers la STEP | 0,025 | 0,110 | 0,125 | 0,1186 | 2,26 |
|---|-------|-------|-------|--------|------|

D'après les résultats suivants on remarque que les vitesses calculées répondent aux normes suivantes :

- La vitesse d'écoulement doit être supérieure à 0.7 m/s pour éviter le dépôt dans la conduite.
- La vitesse d'écoulement ne doit pas dépasser les 3 m/s pour éviter l'abrasion des conduites. [21]

Remarques

- Le choix du diamètre commercial des collecteurs de transferts des eaux usées de la région d'étude sont exprimée en détail dans l'annexe 03.

IV.3. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration

Le dimensionnement de la future STEP de la daïra de Sidi Aich sera fait à base de données mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : données de bases

| Paramètres | | | 2025 | 2035 |
|------------------------------|------------------|-------------|-----------|---------|
| Type de réseau | | | Séparatif | |
| Nombre d'équivalent Habitant | | | 49186 | 58217 |
| Charges Hydrauliques | | | | |
| Débit moyen journalier | | (m^3/j) | 5902,3 | 6986 |
| Débit moyen horaire | | (m^3/h) | 245,93 | 291,08 |
| Débit de pointe à temps sec | | (l/s) | 123,13 | 144 |
| Charges polluantes | | | | |
| DBO ₅ | Concentration | (mg/l) | 230,11 | |
| | Charge polluante | Kg/j | 1358,18 | 1607,55 |
| MES | Concentration | (mg/l) | 265,00 | |
| | Charge polluante | Kg/j | 1564,11 | 1851,29 |
| DCO | Concentration | (mg/l) | 486,54 | |
| | Charge polluante | Kg/j | 2871,71 | 3398,97 |

IV.3.1. Prétraitements

Le dimensionnement des ouvrages du prétraitement est effectué suivant les étapes ci-dessous.

IV.3.1.1. Dimensionnement des Dégrillages

Pour dimensionner une grille, on utilise l'expression de **KIRSCHMER**.

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

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots\dots\dots (IV.3)$$

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

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots\dots\dots (IV.4)$$

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

Tableau IV.3: Espacement et épaisseur des barreaux.

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

σ : Coefficient de colmatage de la grille.

- La grille manuelle : $\sigma = 0.25$
- La grille mécanique : $\sigma = 0.5$

S : Surface de passage de l'effluent est donnée par :

$$S = \frac{Q_{pts}}{v} \dots\dots\dots (IV.4)$$

- Q_{pts} : Débit de pointe (débit de la station) (m³/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 charge trop importantes.

Une vitesse de passage inférieure à 0.6m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{pts} \cdot \sin \alpha}{V \times h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m)$$

Horizon 2025

A.1. Dimensionnement du dégrillage grossier

Le dégrilleur sera dimensionné dans le but de favoriser un écoulement sans dépôt et éviter l'érosion de la conduite, la vitesse de l'écoulement se situe dans l'intervalle : **0,6m/s < V < 1,4m/s.**

[19]

Tableau IV.4 : les données de base de dimensionnement du dégrilleur grossier.

| Paramètres | Q (m ³ /s) | v (m/s) | h _{max} (m) | d (cm) | e (cm) | β | σ (grille manuelle) |
|------------|-----------------------|---------|----------------------|--------|--------|-----|---------------------|
| Valeur | 0,123 | 0.7 | 0,5 | 2 | 8 | 0.2 | 0.25 |

Le calcul est fait de la manière suivante :

$$L = \frac{0.123 \times \sin 60}{0,7 \times 0,5 \times (1 - 0,2) \times 0,25} = 1,53m$$

L = 1,53 m

A.2. Dimensionnement du dégrillage fin

Le dimensionnement du dégrillage fin est fait à l'aide des données exprimées dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.5 : les données de base de dimensionnement du dégrilleur fin.

| Paramètres | Q (m ³ /s) | v (m/s) | h _{max} (m) | d (cm) | e (cm) | β | σ (grille mécanique) |
|------------|-----------------------|---------|----------------------|--------|--------|-----|----------------------|
| Valeur | 0,123 | 0.7 | 0,5 | 1 | 1 | 0.5 | 0.5 |

$$L = \frac{0.123 \times \sin 60}{0,7 \times 0,5 \times (1 - 0,5) \times 0,5} = 1,22m$$

L = 1,22 m

B. Calcul des pertes de charge

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

$$\Delta H = \gamma \left(\frac{d}{e} \right)^{4/3} \frac{v^2}{2g} \sin a \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

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

Les valeurs de γ sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.6 : les valeurs de γ [5]

| Type de barreau | γ |
|--|------|
| Section rectangulaire | 2,42 |
| Section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont | 1,83 |

| | |
|--|------|
| Section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et à l'aval | 1,67 |
| Section circulaire | 1,79 |
| Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont | 0,76 |

➤ **Calcul des pertes de charge pour la grille grossière de type barreaux circulaire**

Tableau IV.7 : les paramètres de calcul des pertes de charges de la grille grossière.

| Paramètres | g | V (m/s) | d (cm) | e (cm) | γ | α degré |
|------------|------|---------|--------|--------|----------|----------------|
| Valeur | 9.81 | 0.7 | 2 | 8 | 1.79 | 60 |

$$\Delta H = 1,79 * (2/8)^{1,33} * (0,7)^2 / 19,62 * 0,87 = 0,0061m$$

$$\Delta H = 0,0061 m$$

Remarque

Le calcul des pertes de charges pour la grille grossière de type barreaux rectangulaire ce fait de la même manière que les barreaux circulaires mais en prenant un γ de 2,42

$$\Delta H = 2,42 * (2/8)^{1,33} * (0,7)^2 / 19,62 * 0,87 = 0,0061m$$

$$\Delta H = 0,0083 m$$

➤ **Calcul des pertes de charge pour la grille fin de type barreaux circulaire**

Le calcul des pertes de charge est fait à l'aide des données citées dans le tableau ci-dessous

Tableau (IV.8) : les paramètres de calcul des pertes de charges de la grille fine.

| Paramètres | g | V (m/s) | d (cm) | e (cm) | γ | α degré |
|------------|------|---------|--------|--------|----------|----------------|
| Valeur | 9.81 | 0.7 | 1 | 1 | 1.79 | 60 |

$$\Delta H = 1,79 * (1/1)^{1,33} * (0,7)^2 / 19,62 * 0,87 = 0,039m$$

$$\Delta H=0,039m$$

A signaler

Le calcul des pertes de charges pour la grille fin de type barreaux rectangulaire ce fait de la même manière que les barreaux circulaires mais en prenant un γ de 2,42

Donc :

$$\Delta H = 2,42 * (2/8)^{1,33} * (0,7)^2 / 19,62 * 0,87 = 0,0061m$$

$$\Delta H=0,053m$$

Remarque

Le choix de la forme des barreaux se fait par rapport aux pertes de charge les plus faible, dans se cas on opte pour les barreaux circulaires pour les deux grilles « grossière et fine ».

C. Calcul des volumes des déchets retenus au niveau des grilles

Le volume des détritits retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et de la qualité des eaux à épurer.

$$\frac{12}{e} \leq V \leq \frac{15}{e} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec :

- e : espacement de la grille en cm.

$$V_{\max} = 15/e = 15/8 = 1.875 \text{ L/EH /an.}$$

$$V_{\min} = 12/e = 12/8 = 1.5 \text{ L/ EH /an.}$$

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2025 sont représentées sur le tableau suivant

Tableau IV.9: les résultats de dimensionnement du dégrilleur pour les horizons 2025 et 2035

| Ouvrage : dégrilleur | Unité | Horizon 2025 | | Horizon 2035 | |
|---------------------------|----------|----------------------------|------------------------|----------------------------|------------------------|
| | | Grille grossier (manuelle) | Grille fin (mécanique) | Grille grossier (manuelle) | Grille fin (mécanique) |
| Débit de la station. | m^3/s | 0,12313 | | 0,021 | |
| Epaisseur des barreaux d | cm | 2 | 1 | 2 | 1 |
| Espacement des barreaux e | cm | 8 | 1 | 8 | 1 |
| β | / | 0,2 | 0,5 | 0,2 | 0,5 |
| Perte de charge | .m | 0.0061 | 0,039 | 0,0061 | 0,039 |
| Largeur de la grille | .m | 1,53 | 1,22 | 0,26 | 0,21 |
| Volume max | $l/EH/j$ | 1,88 | 15 | 1,88 | 15 |
| Volume min | $l/EH/j$ | 1,5 | 12 | 1,5 | 15 |
| h_{\max} | .m | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 |

➤ **Calcul hydraulique de la conduite de relevage du puits de grossier vers le dégrillage fin.**

La conduite de refoulement

On a : $Q_{pip} = 443,3 \text{ m}^3/h$.

D'après la formule de BONNIN :

$$D_{eco} = \sqrt{Q_p} \text{ (m)}$$

$$Q_{pip} = 0,123 \text{ m}^3/s \quad \Rightarrow \quad D_{eco} = 0,4 \text{ m}$$

Donc le diamètre commercialisé est :

$$D = 400 \text{ mm}$$

vitesse d'écoulement est :

$$v = 4.Q / \pi. D^2$$

$$v = 0.97 \text{ m / s}$$

Calcul de la hauteur manométrique de la pompe (HMT)

$$H = Hg + \Sigma hp_{lin} + \Sigma hp_{sin} + P_{exh}$$

Où : H : pertes de charge totale dans la conduite sous pression, m ;

Hg : différence des cotes (partie souterraine et surface), m ;

$$\Delta H = \Sigma hp_{lin} + \Sigma hp_{sin} : \text{pertes de charge linéaire et singulière} = 1,05 \Sigma hp_{lin}$$

Les pertes de charge en longueur feront :

Le refoulement se fera avec une conduite de D= 400 mm et d'une longueur de 6 m vers les dégrilleur fin.

$$Hg = h_2 - h_1$$

$$Hg = 81,5 - 75 = 6.5 \text{ m}$$

Avec:

$$Hg = 10.05 \text{ m}$$

- ✓ Hg : Hauteur géométrique.
- ✓ h1 : cote au niveau de la bache de réception.
- ✓ h2 : cote au niveau de l'ouvrage d'entrée (dégrilleur fin).

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité

L'expression de pertes de charge totale s'écrit par la formule de HAZEN Williams :

$$H_{(T)} = 10.654 * 1.1 * (Q/C_{hw})^{1.8518} * L/D^{4.87} \qquad H_{(T)} = 0.019 \text{ m}$$

$$HMT = H_T + Hg \qquad HMT = 6.5 \text{ m}$$

Remarque

Le choix de la pompe se fera en tenant compte de la hauteur manométrique totale et de débit un relevé.

IV.3.1.2. Dessablage – Déshuilage

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

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

$$\frac{L}{H} \leq \frac{v_e}{v_s} \dots\dots\dots (IV.7)$$

- v_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0.2 < V_e < 0.5$ (m/s))
- v_s : Vitesse de sédimentation. (vitesse est : $40 < V_s < 70$ (m³/m²/h))
- L : Longueur de bassin.
- H : Profondeur de bassin.
- L/H = (10-15).
- Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe (de la station).
- H = (1 – 2.5) m [19]

❖ **Horizon 2025**

Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : paramètre a proposé pour le dimensionnement de l'ouvrage

| Paramètre | Q (m ³ /s.) | v _e (m/s) | v _s (m/s) | T _s (minute) | H (m) | L/H |
|-----------|------------------------|----------------------|----------------------|-------------------------|-------|-----|
| Valeur | 0,12313 | 0,4 | 0,014 | 7 | 1,5 | 10 |

☞ **Le volume**

$$V = Q_{pts} * T_s = 0,12313 * 7 * 60 = 52m^3$$

$$V = 52 m^3$$

Avec:

- Q_{pts} : le débit de la station.
- T_s : le temps de séjours

☞ **La surface horizontale**

On a : H= 1,5 m.

Le calcul de la surface horizontale est donné par la formule suivante :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{52}{1,5} = 34$$

$$S_h = 34 m^2$$

☞ **La longueur**

$$\frac{L}{H} = 10 \Rightarrow L = 10 * H = 10 * 1,5 = 15m$$

$$L = 15 m$$

☞ **Largeur**

$$S_h = L * l \Rightarrow l = \frac{S_h}{L} = \frac{34}{15} = 2,3m$$

$$l = 2,3 m$$

☞ **Le volume d'air à insuffler dans le Dessableurs**

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

$$q_{air} = Q_{pts} * V \dots\dots\dots (IV.8)$$

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

Donc:

$$q_{air} = 443,3 * 1,5 = 664,90m^3 d'air / h$$

$$q_{air} = 664,90 m^3 d'air/h$$

☞ **Calcul des quantités des matières éliminées par le Dessableur**

D'après le rapport $\frac{MES}{DBO5}$ obtenu, le pourcentage de MVS (matières volatiles en suspension) est évalué à 70% et MM (matières minérales) à 30% de MES total ; c'est-à-dire :

MES=70% MVS + 30% MM

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

$$MES = 1564,11 kg/j$$

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

$$MVS = 1094,88 kg/j$$

$$MVS = 1564,11 \times 0,70 = 1094,88 \text{ Kg/j}$$

➤ Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 1564,11 \times 0,3 = 469,23 \text{ Kg/j}$$

$$MM = 469,23 \text{ kg/j}$$

➤ Les matières minérales éliminées

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

$$MM_{\text{éliminées}} = 469,23 \times 0,7 = 328,46 \text{ Kg/j}$$

$$MM_{\text{éliminées}} = 328,46 \text{ kg/j}$$

➤ Les matières minérales à la sortie de Dessableur

Les matières minérales à la sortie sont exprimées par la relation suivante :

$$MM_{\text{sortie}} = MM_{\text{total}} - MM_{\text{éliminées}}$$

$$MM_{\text{sortie}} = 469,23 - 328,46 = 140,77 \text{ kg/j}$$

$$MM_{\text{sortie}} = 170,77 \text{ kg/j}$$

Donc :

➤ Les MES à la sortie de Dessableur

$$MES_{\text{sortie}} = MVS + MM_{\text{sortie}}$$

$$MES_{\text{sortie}} = 1094,88 + 140,77 = 1235,6 \text{ kg/j}$$

$$MES_{\text{sortie}} = 1235,6 \text{ kg/j}$$

Remarque

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

❖ Pour l'horizon 2035 (extension)

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

$$Q_{\text{pts}} = Q_{\text{pts}(2035)} - Q_{\text{pts}(2025)}$$

$$Q_{\text{pts}} = 0,144 - 0,123 = 0,021 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q = 0,021 \text{ m}^3 / \text{s}$$

- Q_{pts} : débit de la station (débit en temps sec).
- MES à l'entrée = $1851,29 - 1564,11 = 287,18 \text{ kg/j}$

On opte aussi la même forme de Dessableurs-déshuileur (rectangulaire) avec :

- T_s : 7 minute.
- $L/H = (10-15)$. On prend $L/H=10$
- $H = (1 - 2.5) \text{ m}$. On prend $H=1.5 \text{ m}$

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

Tableau IV.11 : Dimensionnement du Dessableur-déshuileur.

| Désignation | Unités | Horizons | |
|-------------------------------|--------------|----------|------|
| | | 2025 | 2035 |
| Surface horizontale (S_h) | m^2 | 34 | 6 |

| | | | |
|---|---------------------------|---------|---------|
| Volume (V) | m ³ | 52 | 9 |
| Hauteur (H) | m | 1.5 | 1.5 |
| Largeur | m | 2,3 | 0,4 |
| Longueur | m | 15 | 15 |
| Temps de séjour par temps sec | Min | 7 | 7 |
| Quantité d'air à injecter (q _{air}) | m ³ d'air/h | 664,20 | 113,4 |
| Matières minérales en suspension totales (MM) | Kg/j | 469,23 | 86,154 |
| Matières minérales en suspension éliminées | Kg/j | 328,46 | 60,31 |
| Matières minérales en suspension restantes | Kg/j | 140,77 | 25,85 |
| Matières volatiles en suspension totales | Kg/j | 1094,88 | 201,026 |
| Matières en suspension restantes | Kg/j | 1235,6 | 226,87 |

IV.3.2. Le traitement primaire (décantation primaire)

Pour notre étude on optera pour un décanteur de forme circulaire est cela pour ces avantages multiples contrairement au décanteur rectangulaire.

IV.3.2.1. Dimensionnement de décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

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

$$v_{lim} = \frac{Q_{Pts}}{S} \dots\dots\dots (IV.9)$$

- S : surface totale
- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures.
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m [17]

 **Horizon 2025**

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport $\frac{Q_{Pts}}{Q_{moy.h}}$

Tableau (IV.12) : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ [1]

| | | | | | |
|---------------------------------|-----|-----|------|---|----|
| $K = \frac{Q_{Pts}}{Q_{moy.h}}$ | 2,5 | 3 | 5 | 8 | 10 |
| v_{lim} (m/h) | 2 | 2,5 | 3,75 | 5 | 6 |

$$K = \frac{Q_{Pts}}{Q_{moy.h}} = \frac{443,3}{245,93} = 1,80 \text{ donc d'après ce tableau on tire la vitesse } v_{lim} = 2 \text{ m/h}$$

- ✓ Q_{Pts} : débit de pointe au temps sec.

✓ $Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire.

☞ **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = \frac{Q_{\text{pts}}}{v_{\text{lim}}} = \frac{443,3}{2} = 221,63 \text{ m}^2$$

$$S_h = 221,63 \text{ m}^3$$

✓ Q_{pts} : débit de la station.

☞ **Volume du décanteur**

On prend $T_s = 2$ heure

$$V = Q_{\text{pts}} * T_s = 443,3 * 2 = 886,54 \text{ m}^3$$

$$V = 886,54 \text{ m}^3$$

☞ **La hauteur du décanteur**

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{886,54}{221,63} = 4 \text{ m}$$

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

Remarque

Une hauteur de revanche de 0,75 doit être ajoutée à la hauteur totale afin d'éviter le débordement ; donc la hauteur totale du décanteur primaire est de $H = 4,75 \text{ m}$.

☞ **Le diamètre du décanteur:**

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\left(\frac{4 * 443,3}{3,14 * 4}\right)} = 16,8 \text{ m}$$

$$D = 16,8 \text{ m}$$

D : diamètre du décanteur (m)

- V : volume du décanteur (m^3)
- H : hauteur du décanteur (m)

☞ **Détermination du temps du séjour**

✓ pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{886,54}{245,93} = 3,6 \text{ h}$$

$$T_s = 3,6 \text{ h}$$

✓ pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{pts}}} = \frac{886,54}{443,3} = 2 \text{ h}$$

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

☞ **Calcul de la quantité de boues éliminées :**

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de DBO₅ et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur : [1]

- DBO₅ = 1358,18 Kg/j.
- MES' = 1235,65 Kg/j.

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

- DBO₅ éliminée = 0,3 . DBO₅ = 0,3 . 1358,18 = **407,454 Kg/j**
- MES éliminée = 0,6 . MES' = 0,6 . 1235,65 = **741,4 Kg/j**

➤ **Les charges à la sortie du décanteur primaire**

- MES_{sortie} = MES - MES éliminée = 1235,65 - 741,4 = **494,3 Kg/j**
- DBO₅ sortie = DBO₅ - DBO₅ éliminée = 1358,18 - 407,454 = **950,73 Kg/j**

✚ Pour l'horizon 2035 (extension)

On dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{pts} = Q_{pts(2035)} - Q_{pts(2025)} = 0,021m^3 / s$$

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

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

$$DBO_5 = DBO_5(2035) - DBO_5(2025) = \mathbf{249,4 \text{ Kg/j}}$$

$$MES = MES(2035) - MES(2025) = \mathbf{226,87 \text{ Kg/j}}$$

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.13 : dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

| Désignation | Unité | 2025 | 2035 |
|-------------------------------------|-------------------|---------|--------|
| débit de la station | m ³ /s | 0,123 | 0.021 |
| Surface horizontale | m ² | 221,63 | 37,80 |
| Volume | m ³ | 886,54 | 151,20 |
| Hauteur d'eau + hauteur de revanche | M | 4,75 | 4,75 |
| Diamètre | M | 16,8 | 7 |
| MES entrées | Kg /j | 1235,65 | 287,18 |
| DBO ₅ entrée | Kg /j | 1358,18 | 249,4 |
| MES éliminée | Kg /j | 741,4 | 172,31 |
| DBO ₅ éliminée | Kg /j | 407,454 | 74,81 |
| MES sorties | Kg /j | 494,3 | 114,88 |
| DBO ₅ sortie | Kg /j | 950,73 | 174,56 |

IV.3.3. Les traitements secondaires

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

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

IV.3.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Prévoit un décanteur primaire de volume 886,54 m³ pour 2025 et de 259,43 m³ pour 2035.

Les données :

$$C_v = \frac{(\text{DBO}_5 \text{ éliminée de l'effluent})}{(\text{Unité de volume du bassin})} \dots\dots\dots (\text{IV.10}) \text{ [4] [19]}$$

$$C_v = \frac{407,454}{886,54} = 0,46 \text{ kg DBO}_5 / \text{j} / \text{m}^3$$

$$C_v = 0,46 \text{ kg de DBO}_5 / \text{j} / \text{m}^3$$

Donc on est en face d'un traitement à boues activées à **faible charge**.

Le bassin d'aération choisi est de forme carré où arrivent les eaux usées prétraitées et ayant subi une décantation primaire.

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme carré de côté L.

➤ *La surface du bassin est donnée par la formule suivante*

$$S_h = L^2 \dots\dots\dots (IV.11)$$

➤ *Le volume du bassin est donné par la formule suivante*

$$V_a = \frac{L_o}{C_v} \dots\dots\dots (IV.12)$$

- C_v : Charge volumique (kg DBO₅/m³.j)
- L_o : charge polluante (kg DBO₅/j).

$$C_v = 0,46 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 / \text{j}$$

$$L_o = 950,73 \text{ kg/j}$$

$$V_a = \frac{L_o}{C_v} = \frac{950,73}{0,46} = 2066,80 \text{ m}^3$$

$$V_a = 2066,80 \text{ m}^3$$

➤ *La hauteur du bassin*

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : $H = 4 \text{ m}$

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

➤ *Surface horizontale du bassin*

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{2066,80}{4} = 516,70 \text{ m}^2$$

$$S_h = 516,70 \text{ m}^2$$

➤ *Calcul des dimensions du bassin (carré)*

$$L = \sqrt{S_h} = \sqrt{516,70} = 22,73 \text{ m}$$

$$L = 22,73 \text{ m}$$

➤ *La masse de boues dans le bassin*

$$X_a = \frac{L_o}{C_m} = \frac{950,73}{0,15} = 6338,2 \text{ kg}$$

$$X_a = 6338,2 \text{ kg}$$

➤ *Concentration de boues dans le bassin*

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{6338,2}{2066,80} = 3,07 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$[X_a] = 3,07 \text{ kg} / \text{m}^3$$

➤ *Calcul du temps de séjour*

1. Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{2066,80}{245,93} = 8,40 \text{ h}$$

$$T_s = 8,40 \text{ h (heurs)}$$

2. Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{pts}}} = \frac{2066,80}{443,3} = 4,7 \text{ h}$$

$$T_s = 4,3 \text{ h (heurs)}$$

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

$$S_o = \frac{L_o}{Q_{moy,j}} = \frac{950,73}{5902,3} = 0,161 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$S_o = 161,1 \text{ mg/l}$$

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

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

$$L_f = S_f \cdot Q_{moy,j} = 0,03 \cdot 5902,3 = 177,069 \text{ kg DBO}_5 / \text{j}$$

$$L_f = 177,069 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

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

$$L_e = (L_o - L_f) = 950,73 - 177,069 = 773,66 \text{ kg DBO}_5 / \text{j}$$

$$L_e = 773,66 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

➤ **Le rendement de l'épuration**

$$\eta_{ep} = \frac{(L_o - L_f)}{L_o} = \frac{(950,73 - 177,069)}{950,73} \cdot 100 = 81,38\%$$

$$\eta_{ep} = 81,38 \%$$

➤ **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 :

$$q_{o_2} (\text{kg} / \text{j}) = a' \cdot L_e + b' \cdot X_a \dots\dots\dots (IV.13)$$

- **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.

$$a' = 0,5 C_m^{-0,12} = 0,66 \quad \text{pour } C_m = 0,10$$

- **b'** : coefficient cinétique de respiration endogène

$$b' = 0,13 C_m^{+0,16} = 0,09 \quad \text{pour } C_m = 0,10$$

➤ **La quantité d'oxygène journalière**

$$q_{o_2} = a' \cdot L_e + b' \cdot X_a = 0,66 \cdot 773,66 + 0,09 \cdot 6338,2 = 1081,1 \text{ kg O}_2 / \text{j}$$

$$q_{o_2} = 1081,1 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

➤ **La quantité d'oxygène horaire**

$$\left(q_{o_2} / 24 \right) = \left(1081,1 / 24 \right) = 45 \text{ h}$$

$$q_{o_2/24} = 45 \text{ h (heurs)}$$

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

$$\left(q_{O_2} / m^3 \right) = \left(q_{O_2} / V \right) = \left(1081,1 / 2066,80 \right) = 0,5 \text{ kg } O_2 / m^3 / j$$

$$q_{O_2} / m^3 = 0,5$$

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

$$\left(q_{O_2 \cdot \text{pte}} \right) = \left(\frac{a \cdot L_e}{T_d} \right) + \left(\frac{b \cdot X_a}{24} \right) \dots \dots \dots \text{(IV.14)}$$

Avec :

- **T_d** : période diurne en heures **T_d = 16 h**

$$\left(q_{O_2 \cdot \text{pte}} \right) = \left(\frac{0,66 \cdot 773,66}{16} \right) + \left(\frac{0,09 \cdot 6338,2}{24} \right) = 55,68 \text{ kg } O_2 / h$$

$$q_{O_2 \text{ pte}} = 55,68$$

➤ **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.

$$\left(q_{O_2 \cdot \text{réel}} \right) = \left(\frac{q_{O_2}}{a \cdot \beta} \right) \dots \dots \dots \text{(IV.15)}$$

avec :

a : 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.

$$a = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épurée})} = 0,8 \text{ (pour une eau urbaine)} \dots \dots \dots \text{(IV.16)}$$

On prend a = 0,8

β : Tel que : 0,8 ≤ β ≤ 0,95

On prend β = 0,9

Application numérique

$$\left(q_{O_2 \cdot \text{réel}} \right) = \left(\frac{55,68}{0,8 \cdot 0,9} \right) = 77,34 \text{ kg } O_2 / h$$

$$q_{O_2 \text{ réel}} = 77,34 \text{ kg } O_2 / h$$

En moyenne :

$$\left(q_{O_2 \cdot \text{réel}} \cdot \text{jour} \right) = \left(\frac{1081,1}{0,8 \cdot 0,9} \right) = 1501,46 \text{ kg } O_2 / j$$

$$q_{O_2 \text{ réel jour}} = 1501,46$$

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

1. **Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n).**

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre

1 à 2 kg O₂/KWh.

$$E_n = \frac{Q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Avec :

- Q_{O_2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)
- E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance.

On prend : $E_a = 1,5 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$ [5]

Donc :

$$E_n = \left(\frac{77,34}{1,5} \right) = 51,56 \text{ Kw}$$

$E_n = 51,56 \text{ Kw}$

2. Puissance de brassage (E_b).

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = S_h \cdot P_a \dots\dots\dots (IV.18)$$

Avec :

- P_a : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbé (P_a) pour les aérateurs de surface comprise entre 70 et 80 dans notre cas on prend

$P_a = 80 \text{ w/m}^2$

- S_h : surface horizontale du bassin.

Donc :

$$E_b = S_h \cdot P_a = 516,70 \cdot 80 \cdot 0,01 = 41,34 \text{ Kw}$$

$E_b = 41,34 \text{ Kw}$

3. Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$N_a = \left(\frac{E_n}{E_b} \right) = \frac{51,56}{41,34} = 1,25$$

$N_n = 1,25$

On prend deux aérateurs (**$N_a=2$**).

➤ *Calcul de la quantité des boues en excès.*

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots\dots\dots (IV.19) [1]$$

Avec :

- ✓ X_{\min} : Boues minérales. (30 % de MES)
- ✓ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. [1] dans notre cas 30%.
- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/gDBO₅éliminées).
- ✓ a_m : Varies entre 0, 55 < a_m < 0, 65 ou bien $a_m = 0,5 C_m^{-0,05}$.
On prend $a_m = 0.56$ pour ($C_m = 0,15$).

- ✓ L_e : Quantité de DBO₅ à éliminé (Kg/j).
- ✓ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b=0,05$
- ✓ 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 10mg/l à 30mg/l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est de **494,3Kg/j**

$$X_{min} = 0,3 * 494,3 = 148,29 \text{ Kg/j}$$

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

$$X_{dur} = 0,3 (0,70 * 494,3) = 103,80 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,56 * 773,66 = 433,25 \text{ Kg/j}$$

$$bX_a = 0,05 * 6338,2 = 316,91 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,01 * 5902,3 = 59,023 \text{ Kg/j}$$

Alors:

$$\Delta X = 148,3 + 103,8 + 499,36 - 316,91 - 59,023 = 309,42 \text{ Kg/j} \qquad \Delta X = 309,410 \text{ Kg/j}$$

2. Concentration de boues en excès.

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (IV.20)$$

Avec :

- ✓ X_m : Concentration de boues en excès (kg/j)
- ✓ I_m : L'indice de Mohlman. (Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette (50 à 150)). [19]

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

On prend : $I_m = 100 \text{ ml/g}$

D'où :

$$X_m = \frac{1200}{100} = 12 \text{ kg/m}^3$$

$X_m = 12 \text{ kg/m}^3$

3. Le débit de boues en excès.

Ce débit est donné par :

$$Q_{b.excés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{309,410}{12} = 25,8 \text{ m}^3 / j$$

$Q_{b.excés} = 25,8 \text{ m}^3/j$

4. Le débit spécifique par m³ de bassin

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

Avec :

V : Volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = \frac{309,410}{2066,80} = 0,150 \text{ kg/m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{sn} = 0,150 \text{ kg/m}^3 / \text{j}$$

5. 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.

a. Le taux de recyclage.

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

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

Avec :

- R : taux de recyclage(%)
- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin qui est égale à **3,07 Kg/m³**

$$R = \frac{100.(3,07)}{\frac{1200}{12} - (3,07)} = 34,33\%$$

$$R = 34,33 \%$$

b. Le débit des boues recyclées

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

Donc :

$$Q_r = 0,3433 \dots 5902,3 = 2026,16 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_r = 2026,16 \text{ m}^3 / \text{j}$$

Remarque

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

6. 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.

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

$$A_b = \frac{6338,2}{309,410} = 20,48 \text{ jours}$$

$$A_b = 20,48 \text{ jours}$$

IV.3.3.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).

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

Données de base

- ✓ Le temps de séjour : $T_s = (1,5 \div 2)$ heure .On prend $T_s = 2$ h. [17]
- ✓ Le débit de pointe en temps sec (de la station) : $Q_{pts} = 443,3 \text{ m}^3/\text{h}$
- Le volume du clarificateur

$$V = Q_{pts} \cdot T_s = 443,3 \cdot 2 = 886,54 \text{ m}^3$$

$$V = 886,54 \text{ m}^3$$

- Hauteur du clarificateur

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

On prend : **H = 3m**

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

- La surface horizontale du décanteur

$$S_h = V/H = 886,54/3 = 295,51 \text{ m}^2$$

$$S_h = 295,51 \text{ m}^2$$

- Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 886,54}{3,14 \cdot 3}} = 19,40 \text{ m}$$

$$D = 19,40 \text{ m}$$

- Le temps de séjour

$$T_s = V/Q_{pts}$$

- 1 Pour le débit moyen horaire on aura

$$T_s = V/Q_{moy.h} = 886,54/245,93 = 3,60 \text{ h}$$

$$T_s = 3,60 \text{ h}$$

- 2 Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V/Q_{pts} = 886,54/443,3 = 2 \text{ h}$$

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

Pour l'horizon 2035 (extension)

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

$$Q_{pts} = Q_{pts(2035)} - Q_{pts(2025)}$$

$$Q_{pts} = 0,144 - 0,123 = 0,021 m^3 / s$$

Avec :

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

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

$$DBO_5 = DBO_5(2035) - DBO_5(2025) = 1125,285 - 950,726 = 174,56 \text{ Kg/j}$$

$$MES = MES(2035) - MES(2025) = 585,01 - 494,3 = 90,71 \text{ Kg/j}$$

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

Tableau (IV.14) : Résultats de calcul d'aérateur pour les horizons 2025 et 2035.

| | Désignations | Unité | 2025 | 2035 |
|------------------------|---|-----------------------|---------|--------|
| Données de base | Débit moyen journalier Q_{moyj} | m^3/j | 5902,3 | 1083,7 |
| | Débit moyen horaire Q_{moyh} | m^3/h | 245,93 | 45,15 |
| | Débit de pointe en temps sec Q_{pts} | m^3/h | 443,3 | 75,6 |
| | Charge polluante à l'entrée du bassin L_o | Kg/j | 950,73 | 174,56 |
| | Concentration de l'effluent en DBO5 S_o | mg/l | 161,1 | 161,1 |
| | La charge polluante à la sortie L_f | KgDBO ₅ /j | 177,069 | 32,51 |
| | La charge polluante éliminée L_e | KgDBO ₅ /j | 773,66 | 142,05 |
| | Le rendement de l'épuration η_{ep} | % | 81,37 | 81,37 |

| | | | | |
|---|--|------------|-------------|-----------|
| Dimensionnement du bassin d'aération | Volume du bassin V | m^3 | 2066,80 | 379,48 |
| | Nombre | - | 1 | 1 |
| | Hauteur du bassin H | m | 4 | 4 |
| | Surface horizontale du bassin Sh | m^2 | 516,70 | 94,87 |
| | Le coté du bassin L | m | 22,73 | 9,74 |
| | La masse de boues dans le bassin X_a | Kg | 6338,2 | 1163,73 |
| | Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$ | Kg / m^3 | 3,07 | 3,07 |
| | Temps de séjours T_s - débit moyen horaire - débit de pointe par temps sec débit de la station | h h | 8,40 4,7 | 8,40 5 |
| oxygène | Besoins journaliers en oxygène : q_{o_2} | KgO_2/j | 1081,1 | 198,5 |
| | La quantité d'oxygène horaire $q_{o_2}/24$ | KgO_2/h | 45 | 8,3 |

| | | | | |
|--|---|-------------------------------------|------------|------------|
| | La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q _{O₂/m³} | KgO ₂ /m ³ .j | 0,5 | 0,5 |
| | Besoins en pointe horaire en oxygène q _{O₂pte} | KgO ₂ /h | 55,68 | 10,22 |
| <i>aérateur de surface</i> | - Besoin réel de pointe en oxygène | KgO ₂ /h | 77,34 | 10,22 |
| | - puissance de l'aération nécessaire | Kw | 51,56 | 9,47 |
| | - puissance de brassage | Kw | 41,34 | 7,59 |
| | - nombre d'aérateurs dans le bassin | - | 2 | 2 |
| <i>Bilan de boues</i> | la quantité des boues en excès Δx | Kg/j | 309,410 | 69,113 |
| | Concentration de boues en excès X _m | Kg/m ³ | 12 | 12 |
| | Le débit de boues en excès Q _{excès} | m ³ /j | 25,8 | 5,80 |
| | Le débit spécifique par m ³ de bassin q _{sp} | Kg/m ³ .j | 0,150 | 0,182 |
| | Le taux de boues recyclées R | % | 34,33 | 34,33 |
| | Le débit des boues recyclées Q _r | m ³ /j | 2026,26 | 372,02 |
| | Age des boues A _b | j | 20,48 | 16,84 |
| <i>Caractéristiques du clarificateur</i> | Forme | <i>circulaire</i> | circulaire | circulaire |
| | Nombre de bassins | - | 1 | 1 |
| | Surface horizontale | m ² | 295,51 | 50,40 |
| | Diamètre | m | 19,40 | 8 |
| | Volume | m ³ | 886,54 | 151,20 |
| | Hauteur | m | 3 | 3 |
| | Temps de séjours T _s - débit moyen horaire - débit de pointe par temps sec débit de la station | j j | 3,60 2 | 3,35 2 |

IV.3.4. Traitement tertiaire (désinfection)

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

IV.3.4.1. Dose du chlore à injecter.

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. [11]

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn. [11]

IV.3.4.2. La dose journalière en chlore.

$$D_{\text{jour}} = Q_{\text{moy},j} * Cl_2 = 5902,3 * 0,01 = 59,023 \text{ kg} / j$$

$$D_{\text{jour}} = 59,023 \text{ kg} / j$$

IV.3.4.3. Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore.

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl₂/ NaClO

20° de chlorométrie → X

$$X = \frac{3,17 * 20}{1} = 63,4 \text{ g} \cdot \text{de} \cdot \text{Cl}_2 / \text{NaClO}$$

IV.3.4.4. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire.

1 m³(NaClO) → 63,4 Kg de Cl₂

Q_j → 46.78

$$Q_j = \frac{1 * 59,023}{63,4} = 0,93 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / j$$

IV.3.4.5. La quantité annuelle d'hypochlorite

$$Q_a = Q_j * 365 = 0,93 * 365 = 340 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

$$Q_a = 340 \text{ m}^3 \text{ NaClO} / \text{an}$$

IV.3.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{pts}} = 443,3 \text{ m}^3 / h \text{ (Débit de pointe au temps sec)}$$

T_s = 30 mn

a- Le volume du bassin.

$$V = Q_{\text{pts}} * T_s = \frac{443,3 * 30}{60} = 221,64 \text{ m}^3$$

$$V = 221,64 \text{ m}^3$$

b- La hauteur du bassin

On fixe H = 4m

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

c- La surface horizontale

$$S_h = V / H = \frac{221,64}{4} = 55,41 \text{ m}^2$$

$$S_h = 55,41 \text{ m}^2$$

d- La largeur et la longueur

On prend : L = 2 * B

$$B = \sqrt{\left(\frac{S_h}{2}\right)} = \sqrt{\left(\frac{55,41}{2}\right)} = 5,26 \text{ m}$$

$$B = 6 \text{ m}$$

Alors :

$$L = 2 * 6 = 12 \text{ m}$$

$$L = 12 \text{ m}$$

Avec

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

Pour l'horizon 2035

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

Débit de la station :

$$Q_{pts} = Q_{pts(2035)} - Q_{pts(2025)}$$

$$Q_{pts} = 517,55 - 443,3 = 74,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{pts} = 74,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

Débit moyen journalier :

$$Q_{moyj} = Q_{moyj(2035)} - Q_{moyj(2025)}$$

$$Q_{moyj} = 6986 - 5902,3 = 1083,7 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{moyj} = 1083,7 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau (IV.15) : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les horizons.

| Caractéristiques du bassin | Unité | Horizon | |
|---------------------------------------|--------------------|---------|-------|
| | | 2025 | 2035 |
| Volume | m ³ | 221,64 | 37,8 |
| Hauteur | M | 4 | 4 |
| Surface horizontale | m ² | 55,41 | 9,45 |
| Longueur | M | 12 | 184 |
| Largeur | M | 6 | 2,17 |
| Dose journalière en chlore | Kg/j | 59.023 | 10,84 |
| La quantité d'hypochlorite nécessaire | m ³ /j | 0,93 | 0,17 |
| La quantité annuelle d'hypochlorite | m ³ /an | 340 | 62,05 |

IV.3.5. Traitement des boues.

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une filière de traitement comportent l'épaississement, la stabilisation, la déshydratation et l'évacuation finale.

Pour l'horizon 2035

IV.3.5.1. Epaississement.

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire.

Dimensionnement de l'épaississeur :

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de:

a- Boues issues du décanteur primaire

La boue primaire : $\Delta X_p = DBO_{5e} + MES_{\text{éliminé}}$

$$\Delta X_p = 407,45 + 741,4 = 1148,84 \text{ Kg/j} \quad \Delta X_p = 1148,84 \text{ kg/j}$$

b- Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaire $\Delta X_s = 309,42 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

c- la quantité totale journalière des boues sera

$$\Delta X_t = \Delta X_p + \Delta X_s = 1148,84 + 309,42 = 1458,26 \text{ Kg/j} \quad \Delta X_t = 1458,26 \text{ kg/j}$$

d- La concentration des boues

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : (20÷30) g/l. [8]

- Boues secondaire : (10÷30) g/l. [8]

e- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur :

1- Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = \Delta X_p / S_1$$

ΔX_p : quantité issues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues.

On prendra $S_1 = 25 \text{ g/l}$

$$Q_1 = 1148,84 / 25 = 45,95 \text{ m}^3/\text{j} \quad Q_1 = 45,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

2- Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = \Delta X_s / S_2$$

S_2 : concentration des boues.

On prendra $S_2 = 10 \text{ g/l}$

$$Q_2 = 309,42 / 10 = 30,942 \text{ m}^3/\text{j} \quad Q_2 = 30,942 \text{ m}^3/\text{j}$$

3- Le débit total (Q_t)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 45,95 + 3,942 = 76,892 \text{ m}^3/\text{j} \quad Q_t = 76,892 \text{ m}^3/\text{j}$$

4- La concentration du mélange (S)

$$S = \Delta X_t / Q_t = 1458,26 / 76,892 = 18,97 \text{ Kg/m}^3 \quad S = 19 \text{ kg/m}^3$$

5- Le volume de l'épaississeur

$$V = Q_t \cdot T_s = 76,892 \cdot 2 = 154 \text{ m}^3 \quad V = 154 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2j.

6- La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 3 \text{ m}$. On calcule :

$$S_h = V / H = 154 / 3 = 51,3 \text{ m}^2 \qquad S_h = 51,3 \text{ m}^2$$

7- Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4.S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 55,67}{3,14}} = 8,1 \text{ m} \qquad D = 8,1 \text{ m}$$

8- Caractéristiques des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. [4]

9- Calcul du débit des boues épaissies

$$C_{be} = 90 \text{ g/l.}$$

$$Q_{be} = \Delta X t / 90 = 1458,26 / 90 = 16,20 \text{ m}^3/\text{j} \qquad Q_{be} = 16,20 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.3.5.2. Stabilisation.

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations afin de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue la stabilisation aérobie et anaérobie.

Dans notre cas on choisit la technique de stabilisation anaérobie.

☞ Dimensionnement de digesteur :

a- Temps de séjour :

$$T_s = 175 \cdot 10^{(-0,03 \cdot t)} \qquad t = 35^\circ \qquad T_s = 15,6 \text{ jours}$$

b- Volume du digesteur :

$$V = Q_{be} * T_s$$

$$V = 16,20 * 15,6 = 252,72 \text{ m}^3 \qquad V = 252,72 \text{ m}^3$$

c- Surface horizontale :

On prend $H = 4 \text{ m}$

$$S_h = V / H = 252,72 / 4 = 63,18 \text{ m}^2 \qquad S_h = 63,18 \text{ m}^2$$

d- Diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4.S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 63,18}{3,14}} = 8,97 \text{ m} \qquad D = 9 \text{ m}$$

- Quantité de matières sèches contenues dans la boue brute :

$$M_s = Q_{be} * \gamma_s * F_{ms} \dots\dots\dots (IV.25)$$

γ_s : poids volumique de la boue = 1 tonne/m³

F_{ms} = pourcentage de matière sèche dans la boue (2,5 à 5) %.

On prend $F_{ms} = 4 \%$

$$M_s = 16,20 * 1 * 0,04 = 0,65 \text{ tonne/j}$$

- Quantité de matière organique dans la boue fraîche.

$$M_{org} = T_{mo} * M_s \dots\dots\dots (IV.26)$$

T_{mo} : teneur en matière organique de boues représente 60% de la quantité de M_s .

$$M_{org} = 0,6 * 0,65 = 0,39 \text{ tonne/j}$$

$$M_{org} = 0,39 \text{ tonne/j}$$

- **Quantité de matière minérale dans la boue :**

$$MM = M_s * M_{org} \dots\dots\dots(IV.27)$$

$$MM = 0,65 * 0,39 = 0,2535 \text{ tonne/j}$$

- **Quantité de M_s dans la boue digérée :**

$$M_{sd} = MM + M_{org} (1 - 0,138 \sqrt{t}) 0,75$$

$$M_{sd} = 0,2535 + 0,39 (1 - 0,138 \sqrt{35}) 0,75 = 0,31 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$M_{sd} = 0,31 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Quantité de boues digérées :**

$$Q_{bd} = M_{sd} \cdot [(1/T_{ms}) + (1/\gamma_{sd}) - (1/\gamma_{ee})] \dots\dots\dots(IV.29)$$

T_{ms} : teneur en M_s de la boue digérée = 10%

γ_{sd} : Poids spécifique de la matière sèche dans la boue digérée = 2 tonne/m³.

γ_{ee} : Poids spécifique de l'eau en excès dans la boue digérée = 1 tonne/m³.

$$Q_{bd} = 0,336 [(1/0,1) + (1/2) - (1/1)] = 2,945 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{bd} = 2,945 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Quantité théorique du gaz produite dans le digesteur :**

D'après TABASARAN :

$$Q_{gaz.th} = 138 * \sqrt{t} * M_{org} \dots\dots\dots(IV.30)$$

$$Q_{gaz.th} = 138 * \sqrt{35} * 0,41 = 318,4 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{gaz.th} = 318,4 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Quantité réelle du gaz produite dans le digesteur :**

La quantité réelle du gaz est de 70 à 80% de la quantité du gaz théorique, pour nos cas on utilise 75%

Donc :

$$Q_{gaz.r} = 0,75 Q_{gaz.th} = 0,75 * 318,4 = 238,80 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{gaz.r} = 238,80 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Quantité du méthane (CH₄) :**

$$Q_{CH4} = (0,6 \text{ à } 0,65) Q_{gaz.r} = 0,65 * 238,80 = 155,223 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{CH4} = 155,223 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Quantité du gaz carbonique CO₂ :**

$$Q_{CO2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q_{gaz.r} = 0,3 * 238,80 = 71,64 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{CO2} = 71,64 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Quantité du gaz restante :**

$$Q_{gaz.rest} = 0,05 * Q_{gaz.r} = 0,05 * 238,80 = 11,94 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{gaz.rest} = 11,94 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.3.5.3. Déshydratation

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide.

Dans notre cas, on choisit une déshydratation naturelle sur lits de séchage afin de réduire les frais d'exploitation de la station (minimiser les dépenses d'énergies).

☞ **Dimensionnement des lits de séchages :**

Pour le dimensionnement des lits de séchage, on prend les valeurs suivantes :

La hauteur des boues : 30 cm

Longueur du lit varie entre 20 et 30 m : $L = 20 \text{ m}$

Largeur du lit varie entre 1 et 8 m $B = 8 \text{ m}$

La pente de drain varie entre 3 à 4 % $I = 4 \%$

- **La surface horizontale de remplissage :**

$$S_h = L * B = 20 * 8 = 160 \text{ m}^2 \qquad S_h = 160 \text{ m}^2$$

- **Temps de séchage :**

Le temps de séchage varient entre de trois semaine (21 jours) à un un mois et demi (45 jours), pour sécher 30 à 40 cm de boue liquide. [8]

Dans notre cas on prend **30 jours**.

- **Le volume**

$$V = Q_{bd} * 30 = 88,5 \text{ m}^3 \qquad V = 88,5 \text{ m}^3$$

- **La surface utile:**

$$S_{\text{utile}} = V/ep = 88,5 / 0,3 = 295 \text{ m}^2 \qquad S_{\text{utile}} : 295 \text{ m}^2$$

.ep : épaisseur des boues (ep = 0,3m)

✚ **Pour l'horizon 2035 (extension)**

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur anaérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur anaérobie et le lit de séchage (2025 et 2035).

| Désignations | unité | 2025 | 2035 |
|--|-------------------|---------|--------|
| Dimensionnement de l'épaississeur | | | |
| Boues issues du décanteur primaire | kg/j | 1148,84 | 247,12 |
| Boues issues du décanteur secondaire | kg/j | 309,42 | 69,113 |
| la quantité totale journalière des boues | Kg/j | 1458,26 | 316,23 |
| Le débit total | m ³ /j | 76,892 | 16,8 |
| La concentration du mélange | Kg/m ³ | 18,97 | 18,97 |
| Débit des boues épaissies | m ³ /j | 16,2 | 3,514 |
| Hauteur | M | 3 | 3 |
| Surface horizontal | m ² | 51,3 | 11,2 |
| Volume | m ³ | 154 | 33,6 |
| Diamètre | M | 8,1 | 3,78 |
| Caractéristiques générales du digesteur anaérobie | | | |
| Temps de séjour | J | 15,6 | 15,6 |
| Hauteur | M | 4 | 4 |

| | | | |
|--|-------------------|--------|-------|
| Volume du bassin du digesteur | m ³ | 252,72 | 54,81 |
| Surface horizontale | m ² | 63,18 | 13,7 |
| Diamètre | M | 9 | 4,18 |
| La quantité des matières sèches contenues dans la boue brute | T/j | 0,65 | 0,14 |
| Quantité de matière organique contenue dans la boue brute | T/j | 0,39 | 0,084 |
| Quantité de matière minérale contenue dans la boue brute | T/j | 0,25 | 0,012 |
| Quantité de boue digérée | m ³ /j | 2,945 | 0,228 |
| Quantité théorique de gaz produite dans le digesteur | m ³ /j | 318,4 | 68,58 |
| Quantité réelle de gaz produite dans le digesteur | m ³ /j | 238,8 | 51,43 |
| Quantité de méthane | m ³ /j | 155,23 | 33,43 |
| Quantité de gaz carbonique | m ³ /j | 71,63 | 15,43 |
| Quantité de gaz restante | m ³ /j | 11,94 | 2,57 |
| Caractéristiques géométriques du Lit de séchage | | | |
| Longueur | M | 20 | 20 |
| Largeur | M | 8 | 8 |
| Surface horizontale de remplissage | m ² | 160 | 160 |
| Temps de séchage | J | 30 | 30 |
| Surface utile | m ² | 295 | 22,8 |

IV.4.Conclusion

A travers les calculs effectués dans ce chapitre, nous pouvons déduire que la superficie du terrain réservé pour la réalisation de la station d'épuration, est suffisante pour l'implantation des différents ouvrages constituant y compris leurs accessoires pour les deux horizons (2025-2035).

Pour la majorité des ouvrages nous avons choisi la forme circulaire des bassins (clarificateur, épaisseur) car cette forme est caractérisée par une consommation moyenne de l'espace et facilite le déplacement des racleurs (de fond ou de surface).

CONCLUSION GENERALE

Vu l'évolution démographique et urbaine de la ville et vu les déséquilibres écologiques susceptible d'être posés par la pollution sur le milieu naturel de la région en général et aquatique en particulier, la construction d'une station d'épuration des eaux usées à la daïra de Sidi Aich s'impose et s'avère plus que nécessaire.

C'est dans ce contexte que nous avons essayé de faire la collecte d'eaux usées des communes de la daïra de Sidi Aich vers la station d'épuration afin de réduire au maximum la pollution des eaux rejetée directement dans l'Oued de Soummam.

Nous avons fait la comparaison des procédés par leur efficacité épuratoire, dans laquelle nous avons choisi le procédé à boue activée car il s'adapte mieux à l'épuration des eaux résiduaires et urbaines ainsi que le nombre de population qui dépassera les 49186 équivalent habitant à l'horizon d'étude de 2025. Pour le dimensionnement de la station, nous avons les résultats d'analyse d'échantillonnage obtenus par le bureau d'étude Eurel- NEE.

Selon les résultats de calculs, on a opté pour la variante à faible charge qui permet d'obtenir de bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution. Le traitement des eaux usées par boue activées à faible charge commence par un traitement physique puis un traitement physico chimique suivie d'un traitement biologique et se termine par une désinfection. Les boues résultantes sont transférées vers les ouvrages de traitement des boues.

La stabilisation et la minéralisation des boues est faite dans l'ouvrage de digestion anaérobie avant leur déshydratation dans les lits de séchages afin de les utiliser dans le domaine de l'agriculture du fait de leur capacité fertilisante. Le gaz de la digestion est généralement utilisé pour alimenter la chaudière du chauffage des boues.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et même sa durée de vie est 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, comme c'est le cas de la station de DRAA BEN KHADA qui est à l'arrêt depuis 1986.

Conclusion générale

Afin de remédier aux problèmes générés par les eaux usées, et ses effets néfastes sur l'environnement, la nappe et la santé publique, il vient de noter au terme de ce travail, que la conception de la station d'épuration au sein de la ville d'AZAZGA semble être la meilleure alternative.

En effet, ce projet en question s'inscrit dans le contexte relevé ci-dessus, il vise à concevoir une station d'épuration à boues activées vu que les eaux rejetées sont biodégradables, car les analyses ont révélé rapport DCO/DBO₅ dans les normes , malgré la présence des eaux issues des abattoirs, ce qui nous permet de traiter ces eaux par ce procédé en question, ceci en tenant compte de deux variantes, à savoir :

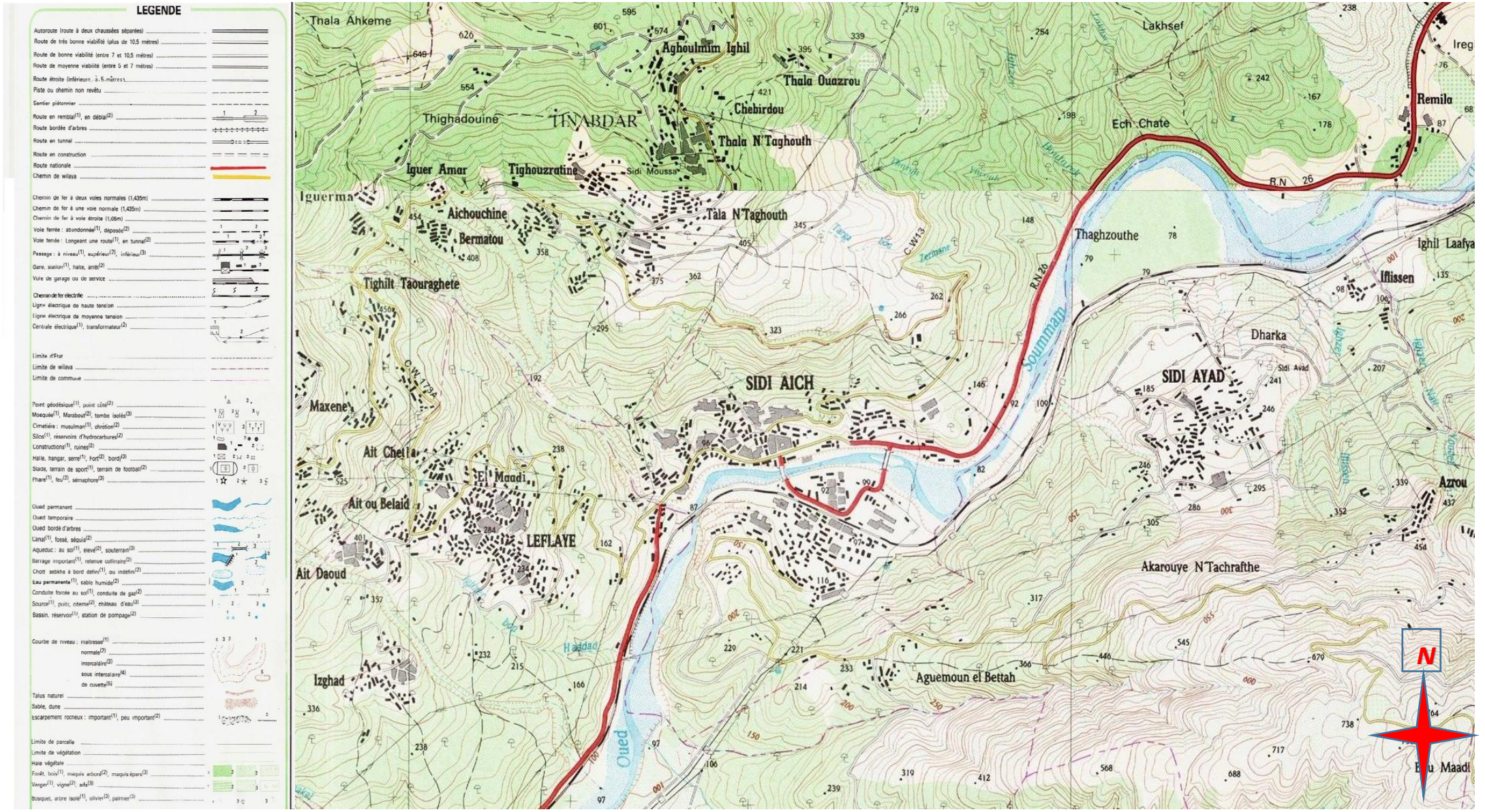
- A moyenne charge, on tient compte charges polluantes enregistrées actuellement du fait que les abattoirs rejettent sans prétraiter leurs eaux dans le réseau d'assainissement qui seront acheminer vers la station d'épuration.
- A faible charge, si les charges polluantes pourront diminuer lorsque les services consternées interdiront les rejets des abattoirs sans traitement préalables .

Ce choix de variantes est arrêté en tenant compte de deux horizons de calcul, 2025 et 2040 donc nous espérons que notre étude à englober tous les points indispensables pour le dimensionnement de la future station d'épuration d'AZAZGA.

La valorisation des boues et la réutilisation des eaux épurées sont les deux autres perspectives dont pourra bénéficier les 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, comme c'est le cas de la station de Beni-Merad à BLIDA qui est à l'arrêt depuis 1998.

Annexe 5



Carte d'état majeur de la région de Sidi Aich

Echelle 1/25000

*Chapitre III:
Procédés d'épuration
des eaux usées*

Chapitre IV:
Dimensionnement
De la station d'épuration

*Chapitre III:
Caractéristiques et
évaluation des flux des eaux
usées*

*Introduction
générale*

*Conclusion
générale*

Annexes

Planches

Bibliographie

[1] ABDELKADER GAÏD 1984

Épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2, office de publication universitaire, Alger, 260 p.

[2] AKROUR, Z et AOUIDAD, S

Etude des paramètres et des procédés d'un système d'épuration en vue de la réalisation d'une STEP cas de sous – bassin versant MECHTRAS.MFE, Université de Tizi. Ouzou Promotion 2005.

[3] APC de Sidi Aich

Données (situation géographiques, administratives et la norme de consommation), commune de Sidi Aich (wilaya de Bejaia), 2014.

[4] BAHLOUL, F

Conception et dimensionnement d'un collecteur principal d'eaux (usées et pluviales) et d'une station d'épuration A Akbou, mémoire de fin cycle, diplôme d'ingénieur d'état, université de Bejaia, Département Hydraulique, 2004.

[5] BALEH, K.

Données (situation géographique, administration et la norme de consommation), APC de Sidi Aich, 2014.

[6] Belahmadi M, Seddik O.

Etude de la biodégradation du 2,4-dichlorophénol par le macrobiote des effluents d'entrée et de sortie de la station d'épuration des eaux usées d'ibn ZIAD, 2011.

[7] BOURABAH

Conception de la station d'épuration de la ville de KHEMIS MILIANA, Mémoire de fin d'étude, école nationale supérieur d'hydraulique, promotion 2007-2008

[8] DEGREMONT MEMONTO 2005.

Technique de l'eau : tome 1, 10ème édition: DEGREMONT Paris,

[9] Eurel- NEE

Données (collecte de données de base, enquête et bilan qualitatif et quantitatif de la pollution de la daïra de Sidi Aich), bureau d'étude, 2004.

[10] Faurie. C et al. 2003

Ecologie, approche scientifique et pratique, Ed: Tec & Doc,.5^{ème} édition, 407 p.

[11] HADJRABAH Mansour

Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. PFE, (ENP) promotion 2004/2005.

[12] JEAN RODIER 1996.

L'analyse de l'eau, eaux naturelles, l'eau résiduaire, eau de mer, DUNO, 8 ème édition, Paris.

[13] JEAN-PIERRE CANLER.

Performances des systèmes de traitement biologique aérobie des graisses, documentation technique FNDAE N°24.

[14] M. CARLIER, 1986.

Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLS. 534p.

[15] Mekhalif,F.

réutilisation des eaux résiduaires Industrielles épurées comme eau d'appoint Dans un circuit de refroidissement, 2009.

[16] MOHAND-SAÏD OUALI 2008.

Cours de procédés unitaires biologiques et traitement des eaux, 2^{ème} édition, office des publications universitaires, Alger, 107 p.

[17] Office international de l'eau.

Conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées. RP F7.doc\05/04/2005

[18] OLIVIER ALEXANDRE, CATHERINE BOUTIN, PHILIPPE DUCHENE, - CECILE LAGRANGE, ABDEL LAKEL, ALAIN LIENARD, DOMINIQUE ORDITZ, Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FNDAE n°22 Document technique

[19] SATIN,M et SELMI,B

Guide technique de l'assainissement- le Moniteur 1995

[20] Données de la subdivision d'Hydraulique de la commune de Sidi Aich (wilaya de Bejaia).

[21] Tomas D , Jordan J

Hand book of GRAVITY-FLOW WATER SYSTEMS

Références sitographique

[A] [www.agence de l'eau RHIN MUESE .fr](http://www.agence.de.l'eau.RHIN.MUESE.fr)

| |
|-----------------|
| Annexe 1 |
|-----------------|

Tableau 1 : Les caractéristiques physiques (altitude, superficie, périmètre, longueur de talweg) de chaque sou bassin versant.

| BV | Cours d'eau drainant le BV | Superficie (ha) | Débits fréquents (m ³ /s) | | | | Altitude min (m) | Altitude max (m) | Longueur de talwegs |
|-------|----------------------------------|-----------------|--------------------------------------|------|-------|-------|------------------|------------------|---------------------|
| | | | 0,9 | 0,95 | 0,98 | 0,99 | | | |
| BV 01 | Drainé par Ighzer Bou-Haddad. | 1,099 | 0,144 | 0,18 | 0,223 | 0,256 | 92 | 751 | 2,7 |
| BV 02 | Drainé par TargaOuada . | 1,01 | 0,132 | 0,16 | 0,205 | 0,235 | 91 | 750 | 1,08 |
| BV 03 | Drainé par Ighzer Oukhendouk | 5,74 | 0,751 | 0,93 | 1,163 | 0,337 | 92 | 1094 | 3832 |
| BV 04 | drainé par un petit cours d'eau. | 0,47 | 0,061 | 0,08 | 0,095 | 0,110 | 92 | 460 | 1, 26 |
| BV 05 | Drainé par un petit cours d'eau | 0,20 | 0,026 | 0,03 | 0,041 | 0,047 | 92 | 360 | 2,43 |
| BV 06 | Drainé par un petit cours d'eau | 1,39 | 0,182 | 0,23 | 0,282 | 0,324 | 94 | 460 | 2,57 |
| BV 07 | Drainé par un petit cours d'eau | 0,29 | 0,038 | 0,05 | 0,059 | 0,068 | 92 | 355 | 8,41 |
| BV 08 | Drainé par un petit cours d'eau | 0,34 | 0,044 | 0,06 | 0,069 | 0,079 | 93 | 513 | 6,49 |
| BV 09 | Drainé par un petit cours d'eau | 0,13 | 0,017 | 0,02 | 0,026 | 0,030 | 93 | 280 | 0,44 |
| BV 10 | Drainé par un petit cours d'eau | 0,20 | 0,026 | 0,03 | 0,041 | 0,047 | 94 | 280 | 0,68 |
| BV 11 | drainé par IghzerBouzermane | 0,09 | 0,012 | 0,05 | 0,018 | 0,021 | 93 | 320 | 0, 74 |
| BV 12 | Drainé par un petit cours d'eau | 0,69 | 0,09 | 0,11 | 0,140 | 0,161 | 92 | 490 | 1,54 |
| BV 13 | drainé par TargaTasgounfouts | 1,50 | 0,196 | 0,24 | 0,304 | 0,349 | 90 | 596 | 1,26 |
| BV 14 | Drainé par un petit cours d'eau | 2,21 | 0,289 | 0,36 | 0,448 | 0,515 | 92 | 745 | 2,52 |
| BV 15 | Drainé par un petit cours d'eau | 0,06 | 0,08 | 0,01 | 0,012 | 0,014 | 90 | 230 | 0,17 |
| BV 16 | Drainé par un petit cours d'eau | 0,29 | 0,038 | 0,05 | 0,059 | 0,068 | 93 | 230 | 2,52 |
| BV 17 | Drainé par un petit cours d'eau | 0,59 | 0,077 | 0,10 | 0,120 | 0,137 | 93 | 250 | 0,17 |
| BV 18 | drainé par IghzerMaala | 0,29 | 0,038 | 0,05 | 0,059 | 0,068 | 93 | 230 | 0,33 |

(Source le rapport Hydrologique de la Soummam)

Diamètre des conduites PVC proposée par le fabricant du *GROUP CHIALI***Tableau 1** : diamètre des conduite de type PVC

| Ø nominal mm | Tolérances sur Ø mm | CR2 SDR51 | | CR4 SDR41 | | CR8 SDR34 | |
|-----------------|---------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | | e min mm | e max mm | e min mm | e max mm | e min mm | e max mm |
| 110 | +0,3 | -- | -- | 3,2 | 3,8 | 3,2 | 3,8 |
| 125 | +0,3 | -- | -- | 3,2 | 3,8 | 3,7 | 4,3 |
| 160 | +0,4 | 3,2 | 3,8 | 4,0 | 4,6 | 4,7 | 5,4 |
| 200 | +0,5 | 3,9 | 4,5 | 4,9 | 5,6 | 5,9 | 6,7 |
| 250 | +0,5 | 4,9 | 5,6 | 6,2 | 7,1 | 7,3 | 8,3 |
| 315 | +0,6 | 6,2 | 7,1 | 7,7 | 8,7 | 9,2 | 10,4 |
| 400 | +0,7 | 7,9 | 8,9 | 9,8 | 11,0 | 11,7 | 13,1 |
| 500 | +0,9 | 9,8 | 11,0 | 12,3 | 13,8 | 14,6 | 16,3 |
| 630 | +1,1 | 12,3 | 13,8 | 15,4 | 17,2 | 18,4 | 20,5 |

| |
|-----------------|
| Annexe 3 |
|-----------------|

Condition d'adaptation des procédés d'épurations

Tableau 1 : *Condition d'adaptation au site d'implantation et efficacité épuratoire du prétraitement (procédé physique)*

| Caractéristiques du site d'implantation | |
|---|--|
| Contrainte d'emprise foncière | 10 à 50 m ² |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances olfactives | Médiocre |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances sonores | Oui |
| Procédé adapté à un site ayant une contrainte paysagère | Oui avec un ouvrage enterré, médiocre sinon |
| Portance du sol nécessaire | Forte |
| Caractéristiques de l'eau traitée | |
| Efficacité de l'élimination de la pollution carbonée | Médiocre DBO 5 : 30 % - 200-300 mg/l DCO : 30 % - 500-700 mg/l |
| Efficacité de l'élimination de la pollution en matières en suspension | Acceptable 50 % - 200 mg/l |
| l'élimination de la pollution azotée en NK | 0 % - 100 mg/l Nulle |
| l'élimination de la pollution phosphorée | 0 % - 15 mg/ |
| Efficacité de l'élimination bactériologique | Nulle |

Tableau 2 : *Condition d'adaptation au site d'implantation et efficacité épuratoire du traitement primaire (procédé physico chimique)*

| Caractéristiques du site d'implantation | |
|--|--|
| Contrainte d'emprise foncière | 0.01 a 0.05 m ² /EH |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances olfactives | Médiocre |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances sonores | Oui |
| Procédé adapté à un site ayant une contrainte paysagère | Oui avec un ouvrage enterré, médiocre sinon |
| Portance du sol nécessaire | Forte |
| Caractéristiques de l'eau traitée | |
| Efficacité de l'élimination de la pollution carbonée | DBO 5 : 30 % - 200-300 mg/l DCO : 30 % - 500-700 mg/l |
| pollution en matières en suspension | Acceptable 50 % - 200 mg/l |
| l'élimination de la pollution azotée en NK | 0 % - 100 mg/l Nulle |
| l'élimination de la pollution azotée en NGL | 0 % - 100 mg/l Nulle |
| l'élimination de la pollution phosphorée | 0 % - 15 mg/ |
| Efficacité de l'élimination bactériologique | Nulle |

Tableau3 : Condition d'adaptation au site d'implantation et efficacité épuratoire *lit bactérien* (procédés biologique intensive)

| Caractéristiques du site d'implantation | |
|--|---|
| Contrainte d'emprise foncière | 1 a 5 m ² /EH |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances olfactives | Dépend du traitement primaire |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances sonores | Oui |
| Procédé adapté à un site ayant une contrainte paysagère | Médiocre car ouvrage haut (2,5 m) bonne si ouvrage enterrée |
| Portance du sol nécessaire | Forte |
| Caractéristiques de l'eau traitée | |
| Efficacité de l'élimination de la pollution carbonée | Satisfaisante DBO 5 : 30 % - 200-300 mg/l DCO : 30 % - 500-700 mg/l |
| pollution en matières en suspension | Bonne 90 % - 30 mg/l |
| l'élimination de la pollution azotée en NK | Correcte 70%-15 mg/l |
| l'élimination de la pollution azotée en NGL | Correcte 70%-15 mg/l |
| l'élimination de la pollution phosphorée | Acceptable 50%- 5 mg/l |
| Efficacité de l'élimination bactériologique | Nulle |

Tableau 4 : Condition d'adaptation au site d'implantation et efficacité épuratoire *disque biologique* (procédés biologique intensive)

| Caractéristiques du site d'implantation | |
|--|---|
| Contrainte d'emprise foncière | 1 a 5 m ² /EH |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances olfactives | Oui |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances sonores | Oui |
| Procédé adapté à un site ayant une contrainte paysagère | Médiocre |
| Portance du sol nécessaire | Moyenne |
| Caractéristiques de l'eau traitée | |
| Efficacité de l'élimination de la pollution carbonée | Acceptable DBO 5 : 50 % - 50 mg/l DCO : 70 % - 175 mg/l |
| pollution en matières en suspension | Satisfaisante 80 % - 45 mg/l |
| l'élimination de la pollution azotée en NK | Médiocre 30 % - 45mg/l |
| l'élimination de la pollution azotée en NGL | Médiocre 30%-50 mg/l |
| l'élimination de la pollution phosphorée | Médiocre 25%- 7mg/l |
| Efficacité de l'élimination bactériologique | Nulle |

Tableau 5: Condition d'adaptation au site d'implantation et efficacité épuratoire *boue activée* (procédés biologique intensives)

| Caractéristiques du site d'implantation | |
|--|---|
| Contrainte d'emprise foncière | Environ 1 m ² /EH |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances olfactives | Oui |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances sonores | Non |
| Procédé adapté à un site ayant une contrainte paysagère | Médiocre |
| Portance du sol nécessaire | Forte (génie civil) |
| Caractéristiques de l'eau traitée | |
| Efficacité de l'élimination de la pollution carbonée | Très bonne DBO 5 : 90 % - 95 % - 10 mg/l DCO : 80 % - 90% - 50 mg/l |
| pollution en matières en suspension | Très bonne 85 - 95 % 15 mg/l |
| l'élimination de la pollution azotée en NK | Bonne 75- 90 %- 10mg/l |
| l'élimination de la pollution azotée en NGL | Bonne 60-75% - 15 mg/l |
| l'élimination de la pollution phosphorée | Acceptable 40-55%- 3mg/l |
| Efficacité de l'élimination bactériologique | Correcte 1 à 3 unités |

Tableau 6: Condition d'adaptation au site d'implantation et efficacité épuratoire *Infiltration-percolation* (procédés biologique extensive)

| Paramètre de pollution | Charges polluantes amont (réseaux d'assainissement) | | Charges polluantes aval (rejet au milieu récepteur) |
|--|---|------|--|
| | min | max | |
| - DBO5 | 60 | 700 | - inférieur à 25 mg/l |
| - DCO | 150 | 1500 | - inférieur à 90 mg/l |
| - MES | 60 | 700 | - inférieur à 30 mg/l |
| - NTK | 15 | 150 | - élimination quasi-complète |
| - Phosphore total | 2.5 | 20 | - élimination des germes abattement microbien > 1000 |
| - Germes | | | |
| Caractéristiques du site d'implantation de la filière | | | |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances olfactives | | | Oui |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances sonores | | | Oui |
| Procédé adapté à un site ayant une contrainte paysagère | | | Oui |
| portance du sol | | | Moyenne |
| Contrainte foncière | | | 10 m²/ EH |

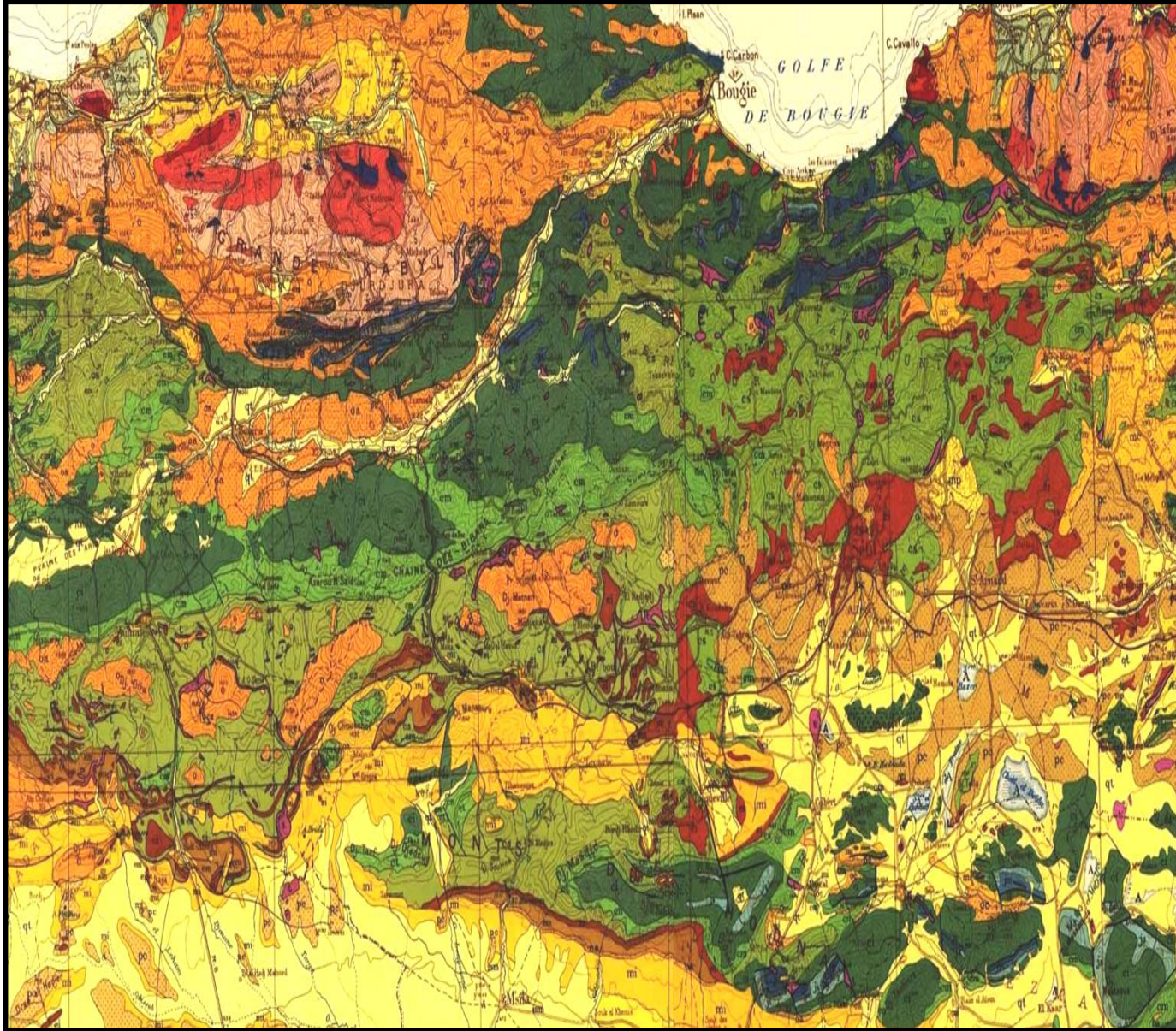
Tableau 7: Condition d'adaptation au site d'implantation et efficacité épuratoire *Infiltration horizontale et verticale* (procédés biologique extensive)

| Paramètres de pollution | Charges polluantes amont (réseaux d'assainissement) | | Charges polluantes aval (rejet au milieu récepteur) |
|--|---|------|---|
| | min | max | |
| - DBO5 | 60 | 700 | inférieur à 25 mg/l |
| - DCO | 150 | 1500 | inférieur à 90 mg/l |
| - MES | 60 | 700 | inférieur à 30 mg/l |
| - NTK | 15 | 150 | inférieur à 10 mg/l en général avec des pointes ne dépassant pas les 20 mg/l |
| - Phosphore total | 2.5 | 20 | abattement faible dépendant de la capacité d'adsorption du substrat et de l'âge de l'installation |
| - Germes | | | élimination limitée (abattement de 10 à 100) |
| Caractéristiques du site d'implantation de la filière | | | |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances olfactives | | | Oui |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances sonores | | | Oui |
| Procédé adapté à un site ayant une contrainte paysagère | | | Oui |
| portance du sol | | | Moyenne |
| Contrainte foncière | | | 10 m²/ EH |

Tableau 7: Condition d'adaptation au site d'implantation et efficacité épuratoire *lagunage naturelle* (procédés biologique extensive)

| Paramètres de pollution | Charges polluantes amont (réseaux d'assainissement) | | charges polluantes aval (rejet au milieu récepteur) |
|--|---|-----|--|
| | Min | max | |
| - DBO5 | 50 | 300 | - inférieur à 15 mg/l |
| - DCO | 100 | 700 | - inférieur à 85 mg/l |
| - MES | 50 | 400 | - inférieur à 25 mg/l |
| - NTK | 10 | 65 | - (N organique + NH4) inférieur à 10 mg/l en général avec des pointes ne dépassant pas les 20 mg/l |
| - Phosphore total | 2 | 10 | - abattement faible, 3 mg/l, dépendant de la capacité d'adsorption du substrat et de l'âge de l'installation |
| - Germes | | | - élimination limitée (abattement de 10 à 100) |
| Caractéristiques du site d'implantation de la filière | | | |
| Contrainte foncière | | | 25 m ² / EH |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances olfactives | | | Oui |
| Procédé adapté à un site sensible aux nuisances sonores | | | Oui |
| Procédé adapté à un site ayant une contrainte paysagère | | | Oui |
| portance du sol | | | Moyenne |

Annexe 4



TERRAINS SÉDIMENTAIRES

| | |
|-----------------|--|
| A | Alluvions actuelles: laves, marécages, dunes, chotts, sebkhas, limons et crêtes gypso-silines |
| D | Dunes récentes |
| qt | Quaternaire continental: alluvions, regs, terrasses |
| qm | Quaternaire marin: plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les accompagnent |
| qC | Calabrien: grès marins et formations dunaires associées |
| qV | Villafanchien: calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges |
| pV | Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pV) |
| pe | Pliocène continental; poulinguss, calcaires lacustres |
| p | Pliocène marin: conglomérats, marnes blanches, mollasses, grès et formations dunaires subordonnées |
| mp | Pontien (localement équivalent du mc) |
| ms | Miocène terminal marin et lagunaire: couches à Tripoli, marnes à gypse |
| mm | Miocène supérieur marin: calcaires, grès, argiles |
| mo | me |
| mi | Miocène continental antépontien |
| mi | Miocène inférieur marin (Burdigalien) |
| oa | Aquitaniens continental (pouvant inclure localement la base du Burdigalien) |
| oc | Oligocène continental (pouvant inclure localement l'Éocène sup ^e continental) |
| o | Oligocène marin incluant localement l'Éocène supérieur) |
| em | Éocène moyen marin |
| ec | Éocène moyen et inférieur continental |
| es | Éocène inférieur marin |
| es | es Crétacé supérieur marin |
| esc | esc Crétacé supérieur continental |
| esm | esm Crétacé supérieur marin non subdivisé |
| cm | cm Crétacé moyen (marin ou lagunaire) |
| cn | cn Crétacé inférieur |
| c | c Crétacé marin non subdivisé |
| ci | ci Crétacé inférieur (Vraconien à Berriasien) |
| ci | ci Crétacé et Jurassique non séparés |
| js ₃ | js ₃ Jurassique sup ^e et moyen |
| js ₂ | js ₂ Jurassique sup ^e et moyen marins non séparés |
| js ₁ | js ₁ Jurassique inférieur et moyen marins non séparés |
| jm | jm Jurassique moyen (pouvant inclure localement l'Anélien supérieur) |
| ji ₃ | ji ₃ Anélien et Turcaien |
| ji ₂ | ji ₂ Domerien et Pliensbachien |
| ji ₁ | ji ₁ Lotharingien à Rhétien |
| t | t Trias marin ou lagunaire |
| et | et Permo-Trias: grès rouges, conglomérats |
| hs | hs Westphalien D et Stephanien |
| hW | hW Westphalien AB et C |
| hN | hN Namurien |
| h | h Carbonifère non subdivisé |
| hD | hD Dinantien |
| hV | hV Viséen |
| hT | hT Tonnaisien |
| d | d Dévonien (sup ^e ds: moyen dm; inf ^e di) |
| s | s Silurien |
| ss | ss Gothlandien |
| si | si Ordovicien |

| ASSEMBLAGE | | |
|--------------|---------------|--------------------|
| ORAN NORD | ALGER NORD | CONSTANTIN NORD |
| ORAN SUD | ALGER SUD | CONSTANTINI SUD |