

**Ministère de L'enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Boudiaf – M'sila**



**Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
MEMOIRE
Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER
Filière : Hydraulique
Option : Hydraulique ouvrage
Thème**

**Dimensionnement d'une station d'épuration pour
La ville de Sidi- aissa (M'sila)**

**Dirigé par :
Mr : Mezali Farouk**

**Présenté par :
Chergui Djilali
Rebboud Faicel**

Année universitaire : 2020/2021

Remerciements

Nous tenons premièrement à remercier à allah le tout puissant, qui nous a donné la force et La patience d'accomplir ce modeste mémoire.

Le grand merci a allah tout puissant qui m'a protégé le long de mon cursus d'étude.

Nous tienons à exprimer notre reconnaissance et ma gratitude à celui qui m'a aidé pour élaborer Ce travail, Mr. Mazali Farouk, Maître de Conférences à l'université de M'sila, d'avoir accepté L'encadrement de ce thème.

Nos remerciements les plus distinguées vont également aux membres du jury pour l'intérêt.

Qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par Leurs propositions.

J'adresse mes vifs remerciements à Mr YACINE BOUGUERN et pour leurs aide précieuses.

Nous remercions le chef et les cadres de la subdivision d'hydraulique a sidi aissa : Mr Rachid ,Lyakout, , Mme Lila ,Mr Nadir .

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de Près ou De loin à la réalisation de Notre modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

***A ceux qui m'ont soutenu au long de mes études, qui m'ont
Toujours poussé vers le chemin du savoir, à ma source d'amour
Et d'affection, les deux êtres les plus chères au monde :***

Mes Chers parents : Said et Batoul .

***A ma grande famille frères et sœurs : youcef et masaod et hakim et
hamza et raouf et zohra et souad***

A ma grande mère et mon oncle et son petit famille.

A mon camarades khaled et abed kader et amine .

A tout la famille chergui .

A tous mes amis.

A tous ceux qui me sont cher(e)s .

A tous les Universitaires.



**** Chergui Djilali***

ملخص

يعتبر طرح المياه القذرة كارثة إيكولوجية و لهذا الغرض يقتضي وجوب تصفية هذه المياه من أجل مكافحة تلوث المحيط و البيئة.

بالاعتماد علي نتائج التحاليل و المعطيات قمنا بتصميم المحطة حيث ارتأينا أن تكون المعالجة البيولوجية عن طريق الحمأة المنشطة كحل لهذه المعضلة الإيكولوجية .

هذه الدراسة تهدف إلى الحد من مشكل وجود المياه الملوثة لبلدية سيدي عيسى ولاية المسيلة و كذلك إعادة استعمال المياه المطهرة والحمأة الناتجة في الميدان الزراعي.

RESUME

Les rejets d'égoûts pouvant être considérés comme une catastrophe écologique, il est nécessaire d'épurer les eaux usées pour limiter la pollution de l'environnement.

C'est dans ce contexte, et en se basant sur nos résultats expérimentaux, nous avons conçu une station d'épuration avec le traitement biologique par la boue activée comme solution à ce phénomène écologique.

Cette étude a pour but d'éviter le problème de pénétration des eaux usées dans la ville de Sidi Aissa wilaya de M'SILA , ainsi de réutiliser les eaux épurées et des boues issues dans le domaine de l'agriculture.

Abstract:

The discharge of sewage can be considered as an environmental disaster and that is why it is necessary to treat wastewater to reduce its pollution. In this context, and based on our experimental results, we designed a treatment plant with biological treatment by activated sludge as a solution to this ecological phenomenon. This study aims to avoid the problem of penetration of wastewater in the city of Sidi Aissa, which is considered as a great phenomenon that threatens the people and the environment, and then the reuse of treated water and sludge in agriculture.

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

I..Introduction.....	2
II. Structure de la ville et son développement	2
II.1. Equipements existants :	3
II.1.1 Secteur éducatif :	3
II.1.2 Secteur sanitaire :	3
II.1.3. Secteur socioculturel et sportif :	3
II.1.4. Secteur administratif :	4
II.1.5. Secteur commercial :.....	4
II.16. Secteur préventif et sécurité :	5
III. Evolution de l'accroissement de la population aux horizons du projet :	7
III.1. Récapitulatif des besoins en eau de la population à court, moyen et long terme :	8
IV. caractéristiques du système d'assainissement existant	9
IV.3. Les données sur la situation sanitaire :	10
IV.4. Activités socio-économiques :	11
IV.5. Relief :	11
IV.6. Hydrographie :	12
IV.7. Hydrogéologie :	13
IV.8. Données géologiques :	13
IV.9. Caractéristiques climatologiques :	16

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

I. Introduction :	25
II. Origine et nature des eaux usées :	25
III.Composition des eaux usées :	26
III.5.Les normes de rejet :	30
III.6.Les procédés d'épuration des eaux usées :	32
Conclusion:	41

Chapitre III : Dimensionnement de la station d'épuration

III.1. Estimation de la dotation en eau potable	42
III.3 : Les prétraitements :	44
III.3.1.Introduction :	44
III.3.2.Le dégrillage :	44
III.3.3.Calcul du dégrilleur :	46
III.3.4.Le dessablage-déshuilage :	52
III.4. Les traitements primaires	59
III.4.1.Introduction :	59
III.4.2.Classification de décanteurs :	59
III.4.3.Décanteurs statiques sans raclage :	60
III.4.4.Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :	60
III.4.5.Choix du décanteur primaire :	62
III.4.6.Horizon 2031 :	62
III.4.7.Horizon 2041:	65
III.5 : Traitements biologiques	67
III.5.1.Introduction :	67

III.5.2.Etude de la variante à moyenne charge :	67
□ La masse de boues dans le bassin :	69
□ Concentration de boues dans le bassin :	69
III.6: La désinfection	80
III.6.1.Introduction :	80
III.6.2. Horizon 2031 :	80
III.6.3.Horizon 2041 :	81
Conclusion :	82
III.7. Traitement des boues :	82
III.7.1.Introduction :	82
III.7.2.1Dimensionnement pour Horizon 2031 :	83
III.7.2.2.Dimensionnement pour Horizon 2041 :	85
III.8. Coût du système d'épuration	88
Conclusion :	91

Chapitre IV : Calcul hydraulique

IV.1.Introduction :	92
IV.2.Emplacement des ouvrages dans le site de la station :	92
IV.3.Profil hydraulique :	92
IV.3.1.Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :	92
IV.3.2. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :	93
IV.3.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométrique	94
Conclusion	97

Chapitre V : Gestion et exploitation de la station

V.1. Introduction :	98
V.2. Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :	98
V.3. Contrôle de fonctionnement:	99
V.3.1. Contrôle journalier :	99

V.3.2. Contrôles périodiques :	100
V.4. Entretien des ouvrages :	100
V.4.1. Le dégrilleur :	100
V.4.2. Dessableur-déshuileur :	100
V.4.3. Bassin d'aération :	101
V.4.4. Clarification :	101
V.4.5. Désinfection des eaux épurées :	101
V.4.6. Lits de séchage :	101
V.4.7. Epaisseur :	102
Conclusion :	102

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Evolution de la population future de la commune de <i>SIDI-AISSA</i>	7
Tableau I.2 : Evolution de la population future du chef-lieu et l'agglomération Djaafra.....	7
Tableau I.3: Besoins théoriques de la population.....	8
Tableau I.4: Bilan de comparaison entre la production et les besoins en eau.....	8
Tableau I.5: Récapitulatif des besoins en eau de <i>SIDI-AISSA</i>	9
Tableau I.7: Les séismes importants répertoriés dans la wilaya de M'sila	15
Tableau I.8 : Répartition mensuelle de la température.....	17
Tableau I.9 : Répartition mensuelle d'ensoleillement	18
Tableau I.10: Evaporation moyenne mensuelle	19
Tableau I.11 : Evapotranspiration mensuelle	20
Tableau I.12 : la vitesse moyenne mensuelle des vents	21
Tableau I.13 : Les stations pluviométriques au voisinage du site	22
Tableau I.14 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	24
Tableau II.1 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)	28
Tableau II.2 : valeurs limites maximales des paramètres de rejets.....	31
Tableau III.1: Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement.....	43
Tableau III.2 : espacement et épaisseur des barreaux.....	47
Tableau III.4 : résultats du dimensionnement des grilles.....	51
Tableau III.5 : dimensions du dessableur-déshuileur.....	57
Tableau III.6 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moyh}	62

Tableau III.7 : récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.....	67
Tableau III.8 : charge massique en fonction de a'	70
Tableau III.9 : Les résultats de l'horizon 2041	78
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des résultats.....	87
Tableau IV.1 : Côtes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station.....	92
Tableau IV.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station.....	93
Tableau IV.3 : Récapitulatif des résultats.....	97

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Plan de situation de la Wilaya de M'SILA	5
Figure I-2 :Photo de la stasjon d'epuration de sidi aissa par satellite.....	6
Figure n°-01: Histogramme de la température.....	18
Figure n°-02: Histogramme de l'évaporation en %.....	20
Figure I-3: la carte de situation des stations pluviométriques et hydrométriques.....	23
Figure n°-03: Histogramme du Pluie moyenne (mm) en %.....	24
Figure II-01 : Lagunage naturel.....	36
Figure II-02 : Lit bactérienne.....	38
Figure II-03 : Disque biologique.....	39
Figure II-04 : Schéma d'un traitement par boues activées.....	40
Figure III.1 : Grille mécanique.....	46
Figure III.2 : Un dessableur.....	53
Figure III.3 : Décanteur cylindro-conique.....	60
Figure III.4 : Décanteur flocculateur avec entraînement périphérique du pont.....	61
Figure III.5 : Décanteur longitudinal à pont racleur.....	61

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Vue en plan de la station d'épuration de la ville de SIDI AISSA

Planche N°02 : Profil hydraulique

Planche N°03 : Schéma détaille du clarificateur

Planche N°04 : Ouvrages de la station d'épuration de la ville de SIDI AISSA
(W.M'SILA)

Planche N°05 : Ouvrages de traitement des boues de la station d'épuration de la ville
de SIDI AISSA

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau usée est un milieu très chargé en matières polluantes pernicieuses aussi bien au milieu récepteur qu'aux être vivants. Pour remédier à cette pollution funeste l'eau usée doit subir une épuration avant son rejet ou réutilisation.

Le développement de l'humanité est de plus en plus freiné par la pollution croissante de l'eau. La contamination des lacs et des rivières est un des problèmes de pollution de l'eau que l'on rencontre le plus fréquemment dans le monde, d'où la nécessité de traiter les eaux usées avant de les rejeter dans les milieux naturels.

Actuellement, le rejet des eaux usées de la commune de Sidi Aissa se déverse directement dans Oued Djenane sans aucun traitement préalable.

L'objectif principal de l'étude du système d'épuration des eaux usées de la ville de Sidi Aissa consiste à protéger les eaux d'Oued Djenane contre la pollution qui seront ensuite destinées à l'irrigation.

C'est à partir de cette vision que nous avons jugé nécessaire et opter à la seule solution qui consiste à l'emplacement d'une station d'épuration en aval de l'agglomération urbaine, située juste à l'amont de débit de Oued Djenane, pour que toutes les eaux usées de la ville seront cumulées et épurées avant qu'elles soient déversées dans ce dernier.

Notre étude a été réalisée selon un plan subdivisé en différentes parties à savoir :

- La présentation de la ville de Sidi Aissa ;
- Une recherche bibliographique portant sur la pollution des eaux et les différentes techniques d'épuration existantes en mettant en évidence leurs efficacités ;
- Dimensionnement de la station d'épuration pour deux horizons 2031 et 2041 en se basant sur les analyses de l'eau effectuées par la DRW ;
- Le calcul hydraulique relatif a cette station.

Chapitre I :

Présentation De

La Ville

Chapitre I : Présentation de la ville

I-Introduction :

Avant toute élaboration d'un projet la collecte des données concernant le site est la Première chose à faire. Pour mieux gérer le projet. Ces dernières sont présentées comme suit :

II- Structure de la ville et son développement :

La commune de *SIDI-AISSA* est située dans la partie Nord-Ouest à environ 90 Km du chef lieu de la Wilaya de M'SILA. Elle occupe une superficie de 632,5 km²

Elle est située dans une région formant le prolongement du bassin du Hodna vers le Nord-Ouest et présente un caractère agro-pastoral (80% des terrains sont des parcours), et fait partie de l'ensemble des hautes plaines steppiques relevant de la zone des hauts plateaux.

La commune est traversée par trois oueds :

Du Nord-Ouest au Nord-Est : Oued Lham et Oued gutterini .

De l'Est : Oued Djenane .

Depuis le découpage administratif de 1974, la commune de *SIDI-AISSA* bénéficie du statut de Daïra englobant trois communes. à savoir :

SIDI-AISSA, *BOUTI SAYEH*, et *BENI ILMANE*.

La Commune compte une agglomération chef-lieu « *SIDI-AISSA* », une agglomération secondaire « *Djaafra* » et une zone éparse, elle est délimitée :

- Au Nord, par la wilaya de BOUIRA (communes de Takdit, El Hdjra zerka, El dira, El maamoura)
- A l'Est, par la Commune de Sidi Hadjres .
- A l'Ouest, par les Communes de Cheniguel et Ain Oukesir .
- Au Sud, par les Communes de Ain El Hadjel et Bouti Sayeh .

L'agglomération chef-lieu (ACL) concentre, à elle seule, (92,605%) de la population. Le reste, se répartit en agglomération secondaire (AS), soit 1,795% et zone éparse (ZE), soit 5,6%

Le réseau routier de la commune est Constitué essentiellement par la route nationale (RN 08) qui relie Alger à Boussaâda à 165 Kms au Sud-Est d'Alger et à 35 Kms au Sud de Sour-El-Ghozlane. Les autres voies de communication (RN 60, CW 24, CC Djaafra-Bouti Sayeh)

Chapitre I : Présentation de la ville

assurent à la commune de bonne relation avec les communes limitrophes.

La commune de *SIDI-AISSA* constitue un pôle d'attraction important dans la région, elle joue un rôle régional qui est confirmé et renforcé.

II-1- Equipements existants :

La commune de *SIDI-AISSA* dispose d'un ensemble d'équipements nécessaires à son fonctionnement et à la prise en charge des besoins quotidiens des populations.

La majorité de ces équipements (éducation, santé, administration, sport, services, et commerces) est concentrée au niveau du chef-lieu.

II-1-1- Secteur éducatif :

Les effectifs de la population scolarisée du chef-lieu et l'agglomération de Djaafra en 2005/2006 (Source : APC) :

- 23 Ecoles de 10.906 élèves
- 05 CEM de 4137 élèves
- 02 Lycées de 1967 élèves
- 02 Centres de formation de 581 élèves
- 01 Technicum de 700 élèves

II-1-2-Secteur sanitaire :

Le chef-lieu de *SIDI AISSA* et l'agglomération Djaafra dispose de :

- 01 Hôpital
- 01 Centre d'urgence
- 03 Salles de soins
- 02 Polycliniques

II-1-3-Secteur socioculturel et sportif :

- 09 Mosquées
- 01 Stade

- 01 Centre culturel
- 02 Maisons de jeunes
- 01 Salle de théâtre
- 01 Salle de sport
- 01 Aire de jeu

II-1-4- Secteur administratif :

- 01 Siège d'APC.
- 01 Siège de Daira .
- 02 Sièges de PTT .
- 01 Central téléphonique.
- 01 Tribunal.
- 01 Siège Subdivision Hydraulique.
- 01 Inspection.
- 01 Siège d'OPGI.
- 01 Siège de CNEP.
- CNASAT.
- ASSURANCE.
- EPIDEMIA.
- SEMPAC.
- Agence foncière.
- EDIMCO.
- CNR.
- TRESORIE.

II-1-5- Secteur commercial :

- 12 Boulangeries
- 01 Marché couvert
- 12 Stations de lavage graissage
- 34 Cafés
- 25 Restaurants
- 05 Hammams

Chapitre I : Présentation de la ville

- 13 Bains et douches
- 03 Hôtels
- 01 Abattoir

II-1-6 -Secteur préventif et sécurité :

- 01 Protection civile.
- 01 Caserne gendarmerie.
- 02 Commissariats.
- 01 Siège de police.
- 01 Garde communal.

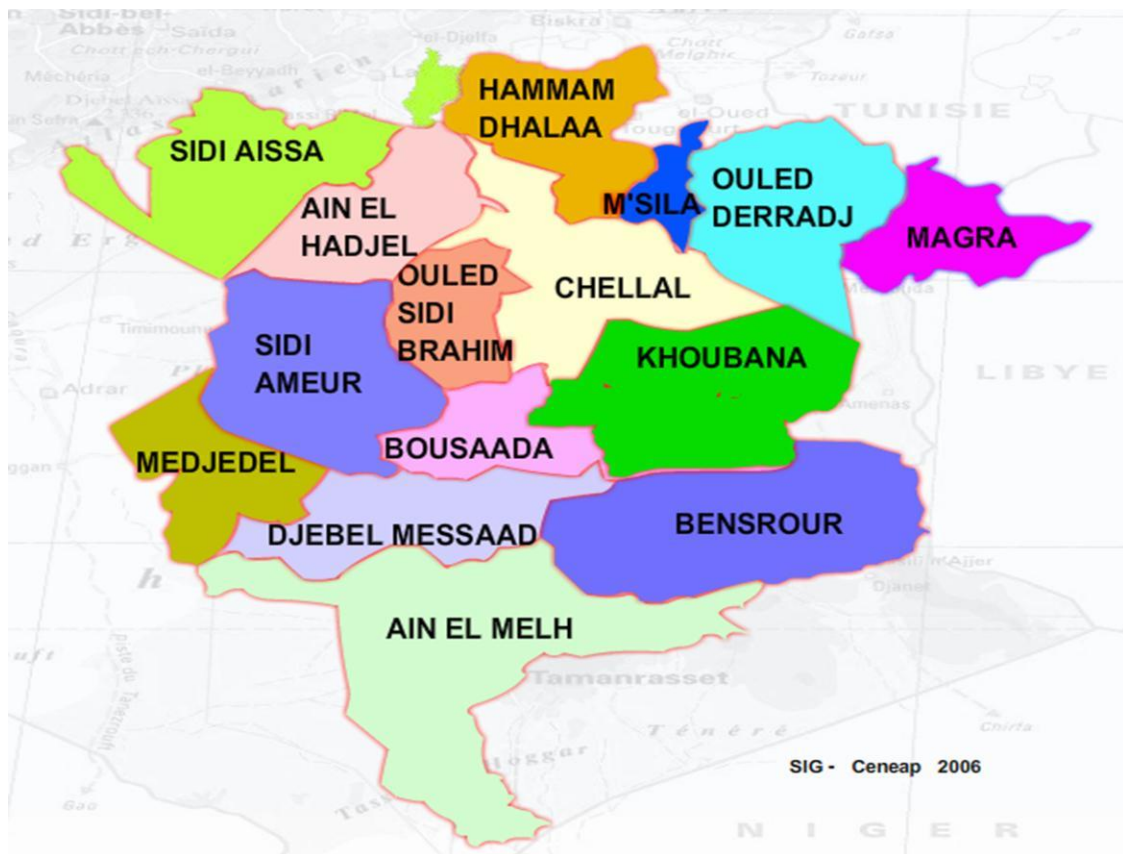


Figure I.1 : Plan de situation de la Wilaya de M'SILA



Figure I.2 : Photo de la station d'épuration le commun sidi aissa par satellite

Chapitre I : Présentation de la ville

III- Evolution de l'accroissement de la population aux horizons du projet :

On évalue la population future de la ville de *SIDI-AISSA* aux horizons :

- Moyen terme (2031)
- Long terme (2041)

Par application de l'expression suivante :

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

Avec :

P : Population projetée.

P₀ : Population à l'année de référence.

t : Taux de croissance .

n : Nombre d'années compris dans l'intervalle de temps considéré .

La population de l'année de référence 2006 est de 70.493 (source : DRW)

Le taux d'accroissement est de (2,5%) . (Source : DRW)

Les valeurs de la population ainsi calculées sont consignées dans le tableau ci-après :

Tableau I.1 : Evolution de la population future de la commune de *SIDI-AISSA*

Horizons	Taux (%)	Population (hab)			
		ACL	AS	ZE	Totale
2021	2,5	80212	2225	3735	86172
2031	2,5	102678	2848	4781	110307
2041	2,5	131436	3645	6120	141201

(Source : DRW)

Tableau I.2 : Evolution de la population future du chef-lieu et l'agglomération Djaafra

Horizons	Taux (%)	Population (hab)		
		ACL	AS	Totale
2021	2,5	80212	2225	82437
2031	2,5	102678	2848	105526
2041	2,5	131436	3645	135081

(Source : DRW)

Chapitre I : Présentation de la ville

III-1 Récapitulatif des besoins en eau de la population à court, moyen et long terme :

Tableau I.3: Besoins théoriques de la population .

Horizons	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins de la population (m ³ /j)
2021	82437	150	12366
2031	105526	150	15829
2041	135081	150	20262

Source : DRW

Tableau I.4: Bilan de comparaison entre la production et les besoins en eau.

Horizons	2021	2041
Production (m ³ /j)	4500	4500
Besoin (m ³ /j)	12366	20262
Ecart (m ³ /j)	7866 Déficit	15762 Déficit

Source : DRW

D'après le calcul effectué ci-dessus, on peut constater que la commune de *SIDI-AISSA* souffre.

D'un déficit, qu'il faut le combler par la mobilisation de nouvelles ressources.

III-1. Récapitulatif des besoins en eau

Les besoins en eau de la ville et l'agglomération sont représentés dans les tableaux ci après :

Tableau I.5: Récapitulatif des besoins en eau de *SIDI-AISSA*

Horizon S	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins de la population (m ³ /j)	Besoins des équipements (m ³ /j)	Besoins de l'industrie (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2021	82437	150	12366	2858	715	15939
2031	105526	150	15829	3144	815	19788
2041	135081	150	20262	3658	915	24835

Source : DRW

IV-Caractéristiques du système d'assainissement existant

IV-1 Etat du réseau et taux de raccordement

La ville de *SIDI-AISSA* possède un réseau d'assainissement de type unitaire à part la ZHUN, qui présente un réseau séparatif (eaux usées d'une part et eaux pluviales d'autre part) ; cependant le tout est raccordé au réseau unitaire.

L'état de ce réseau est moyen d'un linéaire de 70.710 m, constitué de canalisation ramifié de diamètre variant de 200 à 1250 mm, en Béton comprimé pour $\varnothing < 500$, Béton armé ordinaire tronçon 1 m, CAO et CAP.

L'ancien centre ville de *SIDI-AISSA* est dépourvu du réseau d'assainissement.

Le problème qui se pose pour ce réseau d'assainissement, étant le problème de la traversée Des oueds Guetrini et Djenane.

Les plus importants collecteurs en $\varnothing 600$ et $\varnothing 800$ de la ville, longent les bords des oueds Guetrini et Djenane, donc, c'est la menace des crues et les profondeurs importantes imposées.

Tous ces collecteurs se raccordent au collecteur principal se rejetant en aval à proximité de L'abattoir ; en $\varnothing 1250$ ensuite en $\varnothing 800$ en traversant la route menant ZEA et ZHUN.

Une étude de ce réseau d'assainissement a été effectuée par le BET HYDRO-PROJET-EST. Les objectifs visés par cette étude dans sa globalité étant de projeter de nouveaux collecteurs aux quartiers, non assainis, vérifier les calculs de certaines conduites existantes et aboutir à un seul rejet principal loin de la ville pour une future station d'épuration .

Le taux de raccordement actuel de la population est de 80%.

IV-2 Débits des eaux usées

Pour l'estimation du débit des eaux usées, il faut prendre en considération le taux de raccordement qui représente le pourcentage des eaux usées raccordées au réseau d'assainissement d'une part et le taux de rejet des eaux de consommation d'autre part qui est de 80%.

Le coefficient global de réduction est évalué en faisant le produit du taux de rejet et du taux de raccordement.

Actuellement, le taux de raccordement est de 80%. Vu qu'aucune contrainte n'est apparente, ce taux de raccordement peut être pris à 100% aux horizons d'études.

Tableau I.6: Estimation des débits des eaux usées de SIDI-AISSA

Hrsns	Besoins de la pop (m ³ /j)	Besoins des équi (m ³ /j)	Besoins de L'Indus (m ³ /j)	Taux de racd (%)	Taux de rejet (%)	Rejet de la pop (m ³ /j)	Rejet des équi (m ³ /j)	Rejet Indus (m ³ /j)	Rejet total (m ³ /j)
2021	12366	2858	715	100	80	9893	2286	572	12751
2031	15829	3144	815	100	80	12663	2515	652	15830
2041	20262	3658	915	100	80	16210	2927	732	19869

Source : DRW

IV-3- Les données sur la situation sanitaire :

La zone d'étude ne dispose pas d'ouvrages de traitement des eaux usées, ainsi tous les rejets se font à l'air libre au niveau des oueds. La faiblesse des précipitations et leurs irrégularités ne font qu'accroître le risque de pollution des oueds et par conséquent la

propagation des maladies à transmission hydrique.

D'après le service d'hygiène de l'APC de *SIDI-AISSA*, depuis 1996, aucun cas de

Contamination par les maladies à transmission hydriques n'a été déclaré à ce jour.

IV-4- Activités socio économique

IV-4-1- Activités industrielles :

L'activité industrielle n'est pas développée dans la commune de *SIDI-AISSA* car elle ne possède pas de grandes unités industrielles que se soit pour le secteur public ou privé, à l'exception de la zone d'activité qui est partiellement exploitée, implantée à l'Est de la ville sur la RN 60.

Cette zone est constituée de :

- Unité de Menuiserie Générale
- Office National d'Aliments du Bétail
- Usine de Fabrication des Boissons Gazeuses
- Unité de Fabrication d'Eponge
- Briqueterie
- Unité de Fabrication de Fer Divers
- Entreprise Nationale des Travaux et Montage Electrique
- Entreprise Public des travaux Intercommunaux

IV-5-Relief :

Géographiquement, la commune de *SIDI-AISSA* se situe dans une région formant le prolongement du bassin du Hodna vers le Nord-Ouest, elle fait partie des hautes plaines steppiques relevant de la zone des hauts plateaux.

Elle se situe entre les zones du tell et du sahara à l'alignement de Bouira et de Boussaâda à une altitude moyenne de 670 m.

Le relief de la région est pratiquement plat, cependant celui de la ville est un peu accidenté. Le territoire communal présente deux milieux naturels distincts :

Chapitre I : Présentation de la ville

- La partie Nord, représentée par un ensemble montagneux (Djebel AmersDjebel El Naka, Djebel Berbouche) d'une altitude moyenne s'élève à 1000 m du niveau de la mer.
- La partie Sud, représentée par des dépressions et des plaines à vocation Agricoles dont l'altitude varie entre 500 et 700 m du niveau de la mer.

IV-6-Hydrographie:

Le bassin versant du Hodna, dont la superficie est estimée à 25.000 km² est drainé vers la sebkha et le chott par plusieurs Oueds et de nombreux ruissellements de cours d'eau. Il a été calculé que le ruissellement moyen varie entre 2 et 10 pour cent des pluviométries annuelles. Les eaux de ces Oueds sont faiblement à moyennement salines avec un résidu sec de 0,2 à 1,5 g/l.

Source : **DRW**

De part sa position géographique, la zone d'étude est drainée par importants Oueds qui prennent naissance aux monts de l'atlas tellien, situé au nord.

Actuellement avec la sécheresse, les Oueds de la région ne sont pas pérennes ils sont pour la plupart secs en été (de 06 à 10 mois). Cependant, durant la saison hivernale ; ces mêmes Oueds font l'objet de crues subites et très violentes entraînant de sérieuses dégradations tant sur le plan de l'agriculture que sur les zones agglomérées. Les eaux s'infiltrant dans les larges vallées mal dessinées des Oueds et alimentent les nappes phréatiques.

La région de SIDI-AISSA appartenant au bassin versant N°05, est drainée par Oued El Ham et ses affluents qui se déversent tous dans chott El Hodna.

Le réseau hydrographique de la zone d'étude est constitué par trois principaux oueds
Savoir :

- Oued Guetrini,
- Oued El Gherak ; qui se déverse dans l'oued Guetrini,
- Oued Djenane ; collecteur principal des eaux superficielles de la commune

IV-7-Hydrogéologie :

A)- Au niveau régional

Une grande partie de la wilaya de M'SILA est considérée comme un immense bassin versant bénéficiant de l'impulsion de l'Atlas et qui reçoit les eaux de pluie de différents oueds qui se jettent principalement au chott El Hodna.

Il existe une nappe phréatique dont l'eau est impropre à la consommation domestique car très chargée et saumâtre, ainsi que des nappes profondes captives notamment celles du Hodna et de la plaine de Ain Rich.

Les niveaux géologique susceptibles de contenir une certaine ressource en eau se limitent, à l'état actuel des connaissances, aux grès conglomérat miocènes et aux niveaux sableux et graveleux à gros blocs du plio-quaternaires. Ces niveaux sont à l'origine de quelques sources à faible débit où sont exploitées au moyen de puits traditionnels (20 à 30 m) ou forages (60 à 100 m)

Les quelques sources qui font résurgences dans la région sont originaires des grès miocènes. Elles font l'objet d'un simple captage avec abreuvoir pour le cheptel, en raison de leur modeste débit.

B)- Au niveau de la zone d'étude :

L'existence ou l'inexistence d'une nappe au niveau du site sera confirmé ultérieurement par les résultats de l'étude géotechnique.

IV-8-Données géologiques :

La géologie est une donnée fondamentale car elle permet de caractériser le substratum du site De l'assiette de la future station d'épuration.

IV-8-1-Sol :

Le sol comme sur toute la région de M'SILA est recouvert d'une nappe alluvionnaire quaternaire, constituée d'un sable fin parfois argileux de couleur beige à jaunâtre.

La région du Hodna est une zone où interfèrent les domaines telliens et sahariens, ce qui entraîne une très grande variation de faciès et une tectonique complexe.

Chapitre I : Présentation de la ville

Les terrains qui forment la région sont essentiellement mésozoïques, le paléozoïque est absent. Le trias et le jurassique n'occupent que des surfaces réduites, le plus souvent le trias apparaît en diapypes et présente une épaisseur de l'ordre 200 m, alors que le crétacé forme la majorité des affleurements en relief. Le quaternaire quand à lui, recouvre toute la plaine du Hodna.

Les sols du Hodna sont dans l'ensemble très pauvres à pauvres en matière organique, en azote et en phosphore avec une teneur moyenne en calcaire actif, une capacité d'échange faible à moyenne, un rapport Na/T variable, une porosité très mauvaise à mauvaise (de 10 à 40 %).

IV-8-2- Stratigraphie

Alluvions actuelles et récentes :

Ce sont des lacs, marécages, dayas, chotts, sebkha, limon, et croûtes gypso-saline.

Quaternaire continental :

Le Quaternaire continental correspond au dépôts de comblement des vallées et des terrasses d'Oueds formant des plaines plus au moins étendues. Ces dépôts sont représentés par des alluvions, des regs et des terrasses.

Pliocène continental :

Les dépôts du pliocène sont le témoignage des manifestations fluviolacustre de grande ampleur, tant sur les hautes plaines ou le sahara. Ces dépôts sont représentés par des calcaires lacustres et des poudingues.

Miocène :

Les dépôts du Miocène repose en discordance sur des roches plus anciennes.

- Miocène inférieur marin (Burdigalien) : Cet étage est formé par un horizon détritique ou calcaire à la base et surmonté par une puissante assise argileuse ou marneuse, noirâtre, grise et parfois verdâtre à passages de grés.

Chapitre I : Présentation de la ville

Oligocène marin : Incluant localement l'Eocène supérieur.

Eocène :

- Eocène inférieur marin : Ces dépôts sont composés de calcaires, conglomérats et brèche épais
- Eocène moyen marin : Formé de marne noire, brune ou grise à boules jaunes

Crétacé :

- Crétacé supérieur marin
- Crétacé moyen (marin ou lagunaire)

Trias marin ou lagunaire :

Au niveau du site d'assiette de la future station d'épuration, la formation géologique suivante est la plus dominante :

- Le Quaternaire continental, composé des alluvions, de regs et de terrasses.

IV-8-3-Sismicité :

D'après la carte sismique établie en 1971 par le service de sismologie d'Alger, sous la direction de J. Roussel, la région de M'SILA se situe dans la zone qualifiée de sismicité selon l'Echelle Macro-sismique Internationale (EMI) dont l'intensité maximale est de douze.

Tableau I.7: Les séismes importants répertoriés dans la wilaya de M'sila

Localité	Date	Magnitude	Observation
M'sila	21.02.1960	5,6	Dégâts à Melouza. 88 blessés
M'sila	01.01.1965	5,5	1300 maisons détruites

Zone sismique :

Un Zone sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) Suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs

Le territoire national a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone II A et II B: Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

D'après la carte de zonage sismique de la wilaya de M'SILA (voir carte de Zoning sismique)

La commune de *SIDI-AISSA* est incluse dans la Zone sismique I qui est de sismicité faible.

IV-9-Caractéristiques climatologiques :

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

Comme la région de *SIDI-AISSA* est dépourvue d'une station météorologique, l'analyse des paramètres climatiques est basée sur les données de la station la plus proche, celle de M'SILA présentant les mêmes caractéristiques de la région de *SIDI-AISSA*.

Caractéristique a la station de référence M'sila A

Altitude : 441 mm

Latitude : 35°- 40 °

Longitude : 04° 30 ^E

Appartenant à la zone méditerranéenne, située entre les climats tempérés et tropicaux, la région du Hodna subit une influence relativement importante du climat tropico-équatorial. Son climat se caractérise par une faible pluviosité répartie avec une grande irrégularité dans le temps.

Du point de vue classement climatique, la grande majorité du bassin du Hodna est située entre un climat aride à hiver tempéré et froid.

Chapitre I : Présentation de la ville

Toute la plaine jusqu'à une altitude ne dépassant pas les 700 m, le climat est aride et dans les piémonts (au dessus de 700 m en général), le climat est semi-aride.

Les principaux paramètres météorologiques se présentent comme suit :

IV-9-1-La température :

Le tableau suivant représente la répartition de température dans la Période (2001-2005).

Tableau I.8 : Répartition mensuelle de la température

Mois	Jan	Fèv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	M.A
T°moy _{max}	13,78	15,92	20,3	23,74	29	35,72	39,38	37,96	31,64	27,38	18,54	14,04	25,62
T°moy _{min}	2,96	3,9	8,1	11,28	15,9	21,9	25,36	24,5	21,12	15,44	8,28	4,66	13,62
T °moy	8,37	9,91	14,2	17,51	22,45	28,81	32,37	31,23	26,38	21,41	13,41	9,35	19,62

Source:ONM

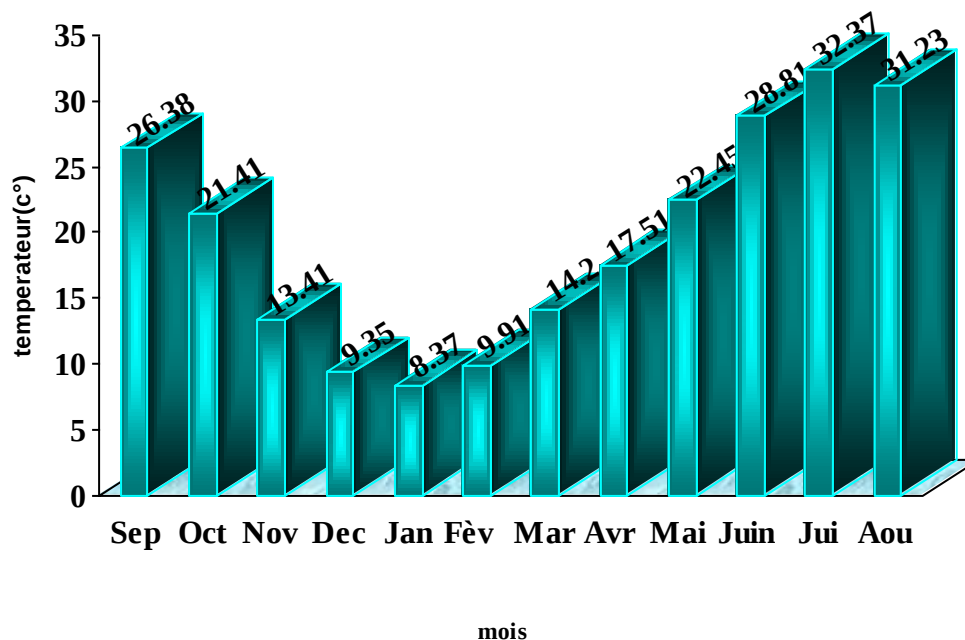


Figure n°-01: Histogramme de la température

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'Hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint le minimum de 8,37°C en Janvier elle augmente pendant les trois mois d'été

Chapitre I : Présentation de la ville

(Juin, Juillet, Août) et atteint le maximum de 32,37°C en Juillet. LA moyenne annuelle est de 19,62°C.

IV-9-2-Ensoleillement :

Le tableau suivant nous donne la durée d'ensoleillement durant les mois de l'année avec, dans la période de (2001-2005) la valeur annuelle qui est de l'ordre de 8,15heures/jours.

Tableau I.9 : Répartition mensuelle d'ensoleillement

Mois	Jan	fév	mar	avr	Mai	Juin	Jui	aou	sép	Oct	nov	déc	MA
Durée d'ensoleillement (h/j)	6.22	7.44	7.35	8.7	10.5	11.3	9.9	8.98	8.59	7.6	5.84	5.3	8.15

Source : ONM

Les valeurs les plus importantes de l'insolation sont enregistrées allons du mois de avril au mois de septembre, la valeur la plus élevée est celle du mois de juin (11,3 heures/ jours).

IV-9-3-Evaporation :

L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporomètre « **Piche** ».

Le tableau suivant représente la répartition d'évaporation dans la Période (2001-2005).

Tableau I.10 : Evaporation moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fév	ma	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M A
Evaporation (mm)	73.2	103.4	156	187.2	254.6	292.6	349.4	292.6	207.2	149.6	87.4	66.6	2219.8
Evaporation (%)	9.3	6.73	4	3	3.3	4.65	7.03	8.43	11.5	13.2	15.8	13.2	9.33

Source ONM

L'évaporation moyenne annuelle est donc de 2219,8, comme on le remarque dans le tableau suivant:

Chapitre I : Présentation de la ville

Elle est minimale durant les mois d'hiver (Décembre et Février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (Juillet et Août). La répartition mensuelle de l'évaporation, est présentée par la Figure n°-02

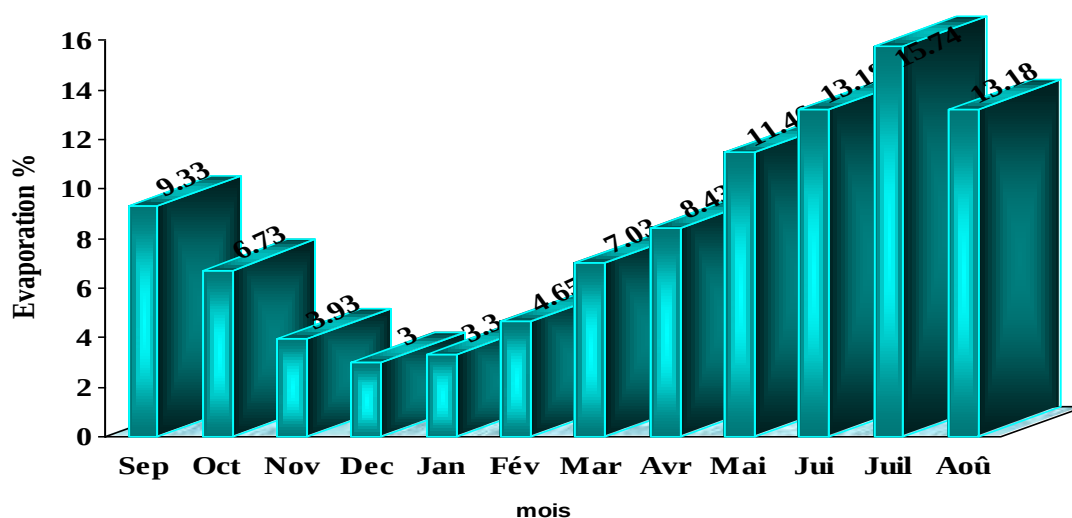


Figure n°-02: Histogramme de l'évaporation en %

L'évaporation moyenne est estimée d'après les données recueillies au niveau du barrage de l'oued K'sob qui est équipé d'un Bac Colorado, elle est égale à :

$$Ev = 1900 \text{ mm.}$$

IV-9-4-Evapotranspiration :

Le tableau suivant représentée la répartition de l'ETP mensuelle de la ville de Sidi Aissa.

Tableau I.11: Evapotranspiration mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	total
ETP(mm)	135	90	58	38	33	38	62	89	124	150	207	193	1216

Source ONM

IV-9-5-les Vents :

Chapitre I : Présentation de la ville

Le vent est un déplacement d'air approximativement horizontal sauf sous influences topographiques comme dans les montagnes. Sa fréquence et sa direction change au cours de l'année, ce sont des vents généralement modérés à dominance Nord Ouest. En été la région reçoit des vents chauds (Sirocco) soufflant à vitesses variables de moyenne à forts dans l'année avec des maximums en mois de Avril et Mai avec respectivement 5.4 et 5.14 m/s

Le tableau suivant représente la vitesse moyenne mensuelle et annuelle des vents dans la Période (2001-2005)

Tableau I.12: la vitesse moyenne mensuelle des vents

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	MA
Vitesse moy (m/s)	4.12	3.4	4.8	5.4	5.14	4.5	4.5	4.2	4.1	3.64	3.98	4.12	4.32

Source : ONM

On remarque que la vitesse moyenne des vents est de 4 m/s.

IV-9-6-Pluviométrie :

Les précipitations regroupent toutes les eaux météoriques recueillies par un bassin versant. Elles se présentent sous la forme liquide (pluie), ou solide (neige, grêle, givre...)

La précipitation étant la source principale de l'approvisionnement de l'oued

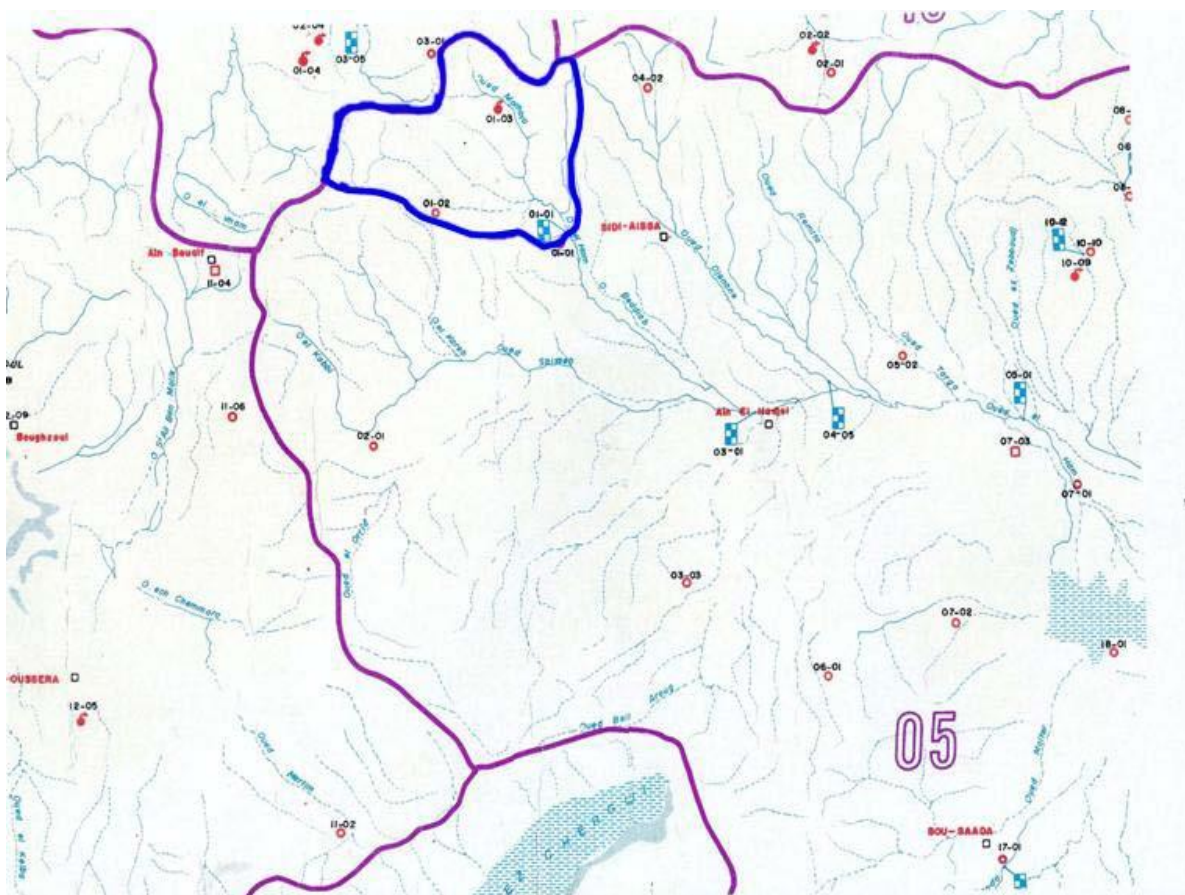
Les précipitations étant la source principale de l'approvisionnement l'oued OULED ABDELOUAHAB, le régime hydrologique dans le bassin est directement lié à ces précipitations essentiellement constituées de pluies. Avant d'évaluer les précipitations sur le bassin versant une retenue nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique.

La région à la quelle appartient le bassin versant dispose d'un nombre important de station pluviométriques ayant des données sur des périodes relativement longues. La pluie varie avec l'altitude, pour cela, nous avons jugé les données d'utiliser cette dépendance pour l'estimation de la pluie moyenne du bassin versant.

Cette méthode a pour avantage d'utiliser l'ensemble de l'information disponible dans la région, pour cela, nous avons utilisé trois (03) stations pluviométriques dont les caractéristiques sont reportées dans le tableau suivant:

Tableau I.13 : Les stations pluviométriques au voisinage du site

Station	Code	Coordonnées					Année de service
		X (km)	Y (km)	Z (m)	Longitude	Latitude	
AIN NSISSA (M'sila)	50101	583,25	290,35	670	3 37 27 E	35 54 36	1967-1997
CHELALAT ADAOURA (Medea)	50102	565,03	293,80	1004	3 25 16 E	35 56 31	1967-1997
SOUK EL DJEMAA (Medea)	50103	576,90	304,08	832	3 33 21 E	36 2 3	1967-1997



Donnée de l'A.N.R.H

Figure I-3: la carte de situation des stations pluviométriques et hydrométriques

IV-9-6-1-Pluie moyenne annuelle :

A l'intérieure du bassin versant de OULED ABDELOUAHAB il existe une seule station pluviométrique de Ain Nsissa (code N°: 50101)

Les pluies moyennes annuelles sont égales à 271 mm.

IV-9-6-2-Répartition de la pluie moyenne dans l'année :

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Ain Nsissa:

Tableau I.14 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

Chapitre I : Présentation de la ville

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	M A
Pluie moyenne (mm)	19.57	29.55	20.88	27.45	35.41	19.24	28.85	24.91	25.30	24.03	8.25	7.61	271
Pluie moyenne (%)	7.23	10.91	7.71	10.13	13.07	7.10	10.65	9.20	9.34	8.87	3.05	2.81	100

Source ONM

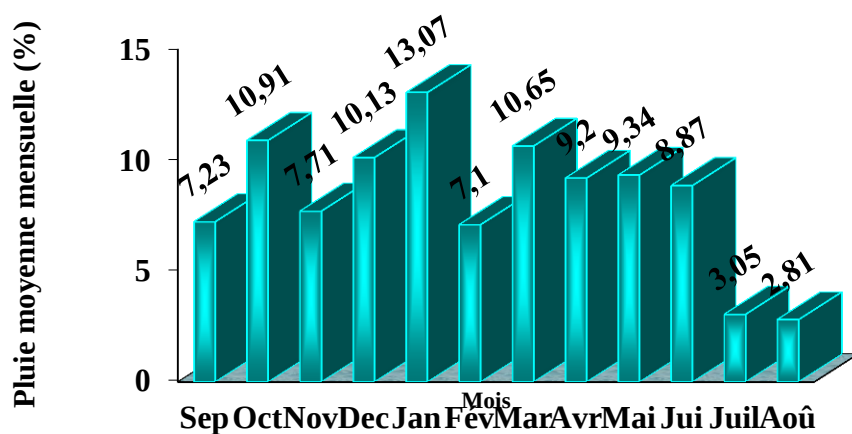


Figure n°-03: Histogramme du Pluie moyenne (mm) en %

Chapitre II :

Les Procédés D'épuration Biologique

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

I-Introduction :

Au cours des prétraitements, une portion plus au moins importante de pollution a été éliminée mais l'effluent prétraité véhicule toujours de telles particules un traitement de suite est donc nécessaire. L'épuration biologique restera sans doute encore longtemps, le mode de traitement le plus utilisé pour assurer l'élimination de la pollution organique biodégradable des effluents urbains, car est de loin le plus économique en exploitation.

II-Origin et nature des eaux usées :

La composition de l'effluent en matière polluantes est variable suivant l'origine des eaux résiduaires, celles-ci peuvent provenir de trois sources principales :

II-1-Les eaux usées domestiques :

Elles proviennent des habitations, et sont généralement véhiculées par le réseau d'assainissement jusqu'à la station d'épuration.

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. Les eaux usées domestiques sont classées selon leur origine en :

- a- eaux vannes.
- b- eaux ménagères.

II-2- Les eaux usées industrielles :

Ce sont des eaux rejetées par divers usines de fabrication ou de transformation leurs qualités varient selon le type d'industrie. Elle peut aller d'une eau usée à prédominance organique à une eau trop chargée en matières toxiques et autres difficilement dégradables.

II-3-Les eaux de ruissellement :

Des eaux qui proviennent à partir des eaux de pluie, de drainage, au cours de leur parcours, ces eaux peuvent entraîner du sable, limon, argile et autres éléments plus au moins toxiques, ces eaux sont particulièrement très polluées après une longue période de sécheresse.

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

III-Composition des eaux usées :

Les eaux résiduaires contiennent des matières minérales et organiques dans les trois phases, Solide, liquide, gazeuse, dans tous les états de dispersion depuis les débris grossiers jusqu'aux

Molécules dissoutes ou ionisées en passant par les dispersions grossières fines et colloïdales ainsi que de nombreux micro-organismes pathogènes, ou de virus.

III-1 Les différents types de pollution :

Les causes de la pollution se sont étendues avec l'accroissement de la population et le développement accéléré des techniques industrielles modernes. Selon leur nature, on distingue divers types de pollution :

III-1-1-La pollution chimique :

La pollution chimique de l'eau est due essentiellement aux déversements des polluants Organiques et des sels, des métaux lourds par les unités industrielles. Le plus souvent, ces Industries rejettent vers le milieu naturel plusieurs catégories de polluants, dont les plus menaçants sont les métaux lourds.

III- 1-2- La pollution organique :

Elle se compose essentiellement de matière organiques courantes (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non ioniques), les huiles et goudrons.

III-1-3-La pollution thermique :

Ce type de pollution est causé par les rejets d'eaux chaudes provenant des systèmes de refroidissement des centrales thermiques ou nucléaires en particulier. Ces eaux chaudes provoquent la réduction de la teneur en oxygène dissous dans l'eau et peut avoir des actions néfastes sur la faune.

III-1-4-La pollution microbienne :

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.

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

III-1-5-La pollution minérale :

Il s'agit principalement de métaux lourds provenant des industries métallurgiques, traitement de mineries...etc. qui concernent surtout les éléments suivants : le fer, l'aluminium, le cadmium, le mercure, le chrome, le plomb, le mercure, le chrome, le cuivre, le zinc et le chlore.

III-2-Les paramètres physico-chimiques de la pollution :

III-2-1-Les paramètres physiques :

III-2-1-1-La température :

Les activités biologiques de microorganismes sont étroitement liées à la température, En effet l'augmentation de celle-ci favorise la dissolution de l'oxygène.

III-2-1-2-L'odeur :

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable. Une odeur nauséabonde indique une eau qui commence à fermenter par stagnation soit dans le réseau d'égout soit avant le rejet.

III-2-1-3-La couleur :

La couleur de l'eau d'égout d'origine domestique est normalement grisâtre, elle est liée aux compositions chimiques solubles colorées, elle se mesure à l'aide d'un comparateur optique.

III-2-1-4-Les matières en suspension (M.E.S) :

Ce sont les matières qui ne sont ni solubilisées, ni à l'état colloïdales. Elles comportent des matières minérales et organiques et ne sont pas toutes décomposables en particulier les colloïdes retenues par filtration. La teneur en MES est obtenue après séchage à 105°C. [01]

III-2-1-5-Matières volatiles en suspension (MVS) :

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Ces matières disparaissent au cours d'une combustion et sont mesurées à partir des matières en suspension (résidu à 105°C) en les calcinant dans un four à 525°C pendant 2h. Les matières volatiles en suspension représentent en moyenne 70% de la teneur en MES pour les effluents domestiques. [01]

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

III-2-1-6-Matières minérales :

On obtient la quantité des matières minérales par la soustraction des matières volatiles des matières en suspension. Elle représente le résidu de la calcination et correspondent à la présence des sels, silice, poussière...

III-3-Les paramètres chimiques :

III-3-1-Le PH :

Le pH est un indice exprimant l'acidité ou l'alcalinité, Il donne un aperçu sur l'efficacité de l'épuration.

III-3-2-La demande biochimique en oxygène (DBO₅) :

La demande biochimique en oxygène représente la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes pour assimiler et oxyder les matières organiques biodégradables contenues dans une eau usée. La mesure de ce paramètre implique une incubation de cinq jours au minimum.

III-3-3-La demande chimique en oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène exprime la quantité d'oxygène nécessaire pour réaliser l'oxydation des matières organiques par voie chimique dans des conditions bien définies (deux heures à 105°C en présence d'un oxydant puissant).

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

Tableau II.1 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO) [02]

Rapport : DCO/DBO	Mode de traitement
1 <DCO/DBO < 2	Facilement biodégradable donc on peut envisager un Traitement biologique
2 <DCO / DBO< 3	L'effluent biodégradable a condition de mettre en place un traitement adéquat (on ajoute des bactéries)
DCO / DBO > 3	Non biodégradable Traitement physico-chimique s'impose

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

III-3-4-Les nutriments :

Sont rassemblés sous ce vocable les éléments chimiques, tels que l'azote et le phosphore. Se sont des constituants essentiels de la matière vivante, leur présence dans les eaux est indispensable pour le traitement biologique.

➤ Le phosphore :

Le phosphore peut se trouver sous forme organique et inorganique (ortho-phosphates, poly-phosphates, pyro-phosphates). Il joue un rôle important dans le stockage et le transfert d'énergie dans la cellule vivante.

➤ L'azote :

Il peut être d'origine :

- anthropique : rejets urbains et industriels.
- Naturelle : atmosphérique

Dans les eaux domestiques la concentration globale en azote total (NTK) est de l'ordre de 15 à 20% de la DBO5.

III-3-5-Métaux lourds :

Les métaux lourds peuvent 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 industrielles.

Les Métaux lourds analysés durant les campagnes d'analyses sont :

- Manganèse (Mn)
- Plomb (Pb)
- Chrome (Cr)
- Cuivre (Cu)
- Zinc (Zn)

III-4-Les paramètres biologiques :

Les microorganismes pathogènes présents dans les eaux usées peuvent être classés en quatre (04) groupes principaux :

- ❖ **Les bactéries pathogènes**, essentiellement des entérobactéries : salmonelles (fièvres typhoïdes, toxi-infection), shigelles (bacilles dysentériques), colibacilles auxquelles

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

il faut ajouter les leptospires, les mycobactéries (bacilles de la tuberculose).

❖ **Les virus**, représentés par :

- ✓ Les entérovirus : poliovirus, coxachie A et B et schovirus (méningites).
- ✓ Les reovirus et les adénovirus (affections respiratoires).

❖ **Les parasites** : œufs des vers (tænia, ascaris,...etc).

❖ **Les champignons**

III-5-Les normes de rejet :

Les normes de rejets avant ou après traitement sont destinées à la protection du milieu récepteur naturel. Les valeurs limites maximales des paramètres de rejet sont présentées dans le tableau suivant :

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

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

N°	Paramètres	Unité	Valeurs Limites	Tolérances aux valeurs limites Anciennes Installations
1	Température	°C	30	30
2	PH	-	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5
3	MES	mg/l	35	40
4	Azote Kjeldahl	"	30	40
5	Phosphore total	"	10	15
6	DCO	"	120	130
7	DBO5	"	35	40
8	Aluminium	"	3	5
9	Substances toxiques bioaccumulable	"	0,005	0,01
10	Cyanures	"	0,1	0,15
11	Fluor et composés	"	15	20
12	Indice de phénols	"	0,3	0,5
13	Hydrocarbures totaux	"	10	15
14	Huiles et Graisses	"	20	30
15	Cadmium	"	0,2	0,25
16	Cuivre total	"	0,5	1
17	Mercure total	"	0,01	0,05
18	Plomb total	"	0,5	0,75
19	Chrome Total	"	0,5	0,75
20	Etain total	"	2	2,5
21	Manganèse	"	1	1,5
22	Nickel total	"	0,5	0,75
23	Zinc total	"	3	5
24	Fer	"	3	5

Décret exécutif N° 06 -141 du 19 avril 2006 définissant les valeurs limites des rejets
D'effluents liquides industriels (Source :DRW)

III-6- Les procédé d'épuration des eaux usée

III-6-1-Les prétraitements :

Les prétraitements ont pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers, qui sont

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

Susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager les équipements. Il s'agit des déchets volumineux (dégrillage), des sables et graviers (dessablage) et de graisses (dégraissage-déshuilage).

III-6-1-1-Le dégrillage

Les dégrilleurs assurent la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent il s'agit de grille qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux entrainés par les s'écoulant dans les canalisations d'assainissement.

III-6-1-2-Le dessablage

Le dessablage débarrasse les eaux usées des sables pour éviter leur sédimentation ultérieure.

L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans un bassin appelé "dessableur" entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe.

Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité du lavage.

III-6-1-3- dégraissage-déshuilage

Le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes les matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. Ces matières sont de natures très diverses et leurs quantités s'estime par la mesure des «matières extractibles par solvant ». Les huiles et graisses, lorsqu'elles ne sont pas émulsionnées, sont séparés sous forme de boues flottantes dans des ouvrages comportant une zone d'aération où les bulles d'air augmentent la vitesse de montée des particules grasses et une zone de tranquillisation où s'effectue la récupération.

III-6-3-Les traitements secondaires

Ce traitement permet d'éliminer les impuretés présentes sous forme soluble, ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégées dans le traitement primaire. En cette étape, on distingue deux types de traitement à savoir : un traitement physico-chimique et un traitement par voie biologique.

III-6-3-1-Les traitements physico-chimique

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques ayant provoqué l'agglomération des matières en suspension (MES). Le traitement se déroule en 4 phases :

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

A-La coagulation :

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

b-La floculation :

La floculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration.

c-La décantation :

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau.

d-La filtration :

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'y accumulent, il faut donc nettoyer ce milieu de façon continue ou de façon intermittente. [03]

➤ **Avantages:**

- Généralement pour des collectivités de taille moyenne ou importante (>20000 EH) .
- Bonne élimination des MES et du Phosphore .
- Adaptation aux variations de charges (zone touristiques, industrielles) .
- Insensible au non biodégradabilité des effluents.

➤ **Inconvénients:**

- peu adapté aux petites collectivités sans automatisation et sans personnel permanent .
- élimination incomplète de la pollution organique et de l'azote .
- coûts d'exploitation élevés (réactifs) .
- automatisation de l'injection pas toujours satisfaisante pour faire face aux brusques variations de charge .
- Production importante de boues putrescibles.

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

III-6-3-2-Les traitements biologiques :

Le traitement biologique des eaux résiduaires est basé sur les mêmes phénomènes que ceux de l'autoépuration naturelle des cours d'eau (rivières, lacs, barrages et mer) sous l'action des micro-organismes aquatiques. Dans les ouvrages d'épuration biologiques, tous les processus sont intensifiés à cause des conditions artificielles plus favorables à la dégradation de la pollution organique.

Les traitements biologiques permettent de faire passer les éléments présents dans l'eau sous forme soluble ou colloïdale en éléments floculables et de constituer des agrégats qui peuvent être séparés de la phase liquide.

L'épuration biologique des eaux usées biodégradables s'effectue par voie aérobie ou anaérobie. Du fait du caractère exothermique ou métabolisme aérobie, le processus est plus rapide et complet, avec, comme avec contrepartie la production d'une masse cellulaire plus importante.

Les principaux procédés d'épuration biologique sont :

III-6-3-2-1- Les procédés biologiques extensifs :

Les solutions extensives correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration du réacteur biologique en organismes épurateurs est faible. Le système ne comporte pas de recyclage de liqueur bactérienne.

a- L'épandage :

L'épandage fut la première méthode artificielle à adopter pour l'épuration des eaux usées, urbaines ; son principe est basé sur le principe auto épuratoire du sol, enbre l'opération se passe comme suit :

- fixation des matières à épurer sur les particules de terre.
- dégradation sous l'action des microbes du sol.

➤ Avantages :

- enrichissement du sol par les éléments nutritifs.

➤ Inconvénients :

- risque de contamination des nappes aquifères.
- risque de colmatage des sols.
- Utilisation de grandes surfaces de terrain.
- Dispersion des germes pathogènes.
- procédé non utilisé en période pluvieuse

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

b- Le lagunage :

Le lagunage est un procédé d'épuration naturel qu'a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées. Ces plantes sont des supports aux colonies bactériennes. On a quatre types de lagunage

➤ **Le lagunage naturel :**

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

➤ **Avantages :**

- Généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH ;
- Bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- Faibles coûts d'exploitation ;
- Bonne intégration dans l'environnement ;
- Bonne élimination des pathogènes ;
- Boues peu fermentescibles ;
- Raccordement électrique inutile ;
- Bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

➤ **Inconvénients :**

- Emprise au sol importante ;
- contraintes de nature de sol et d'étanchéité ;
- Variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ;
- nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ;
- Élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
- Difficultés d'extraction des boues ;
- Pas de réglage possible en exploitation ;
- Sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

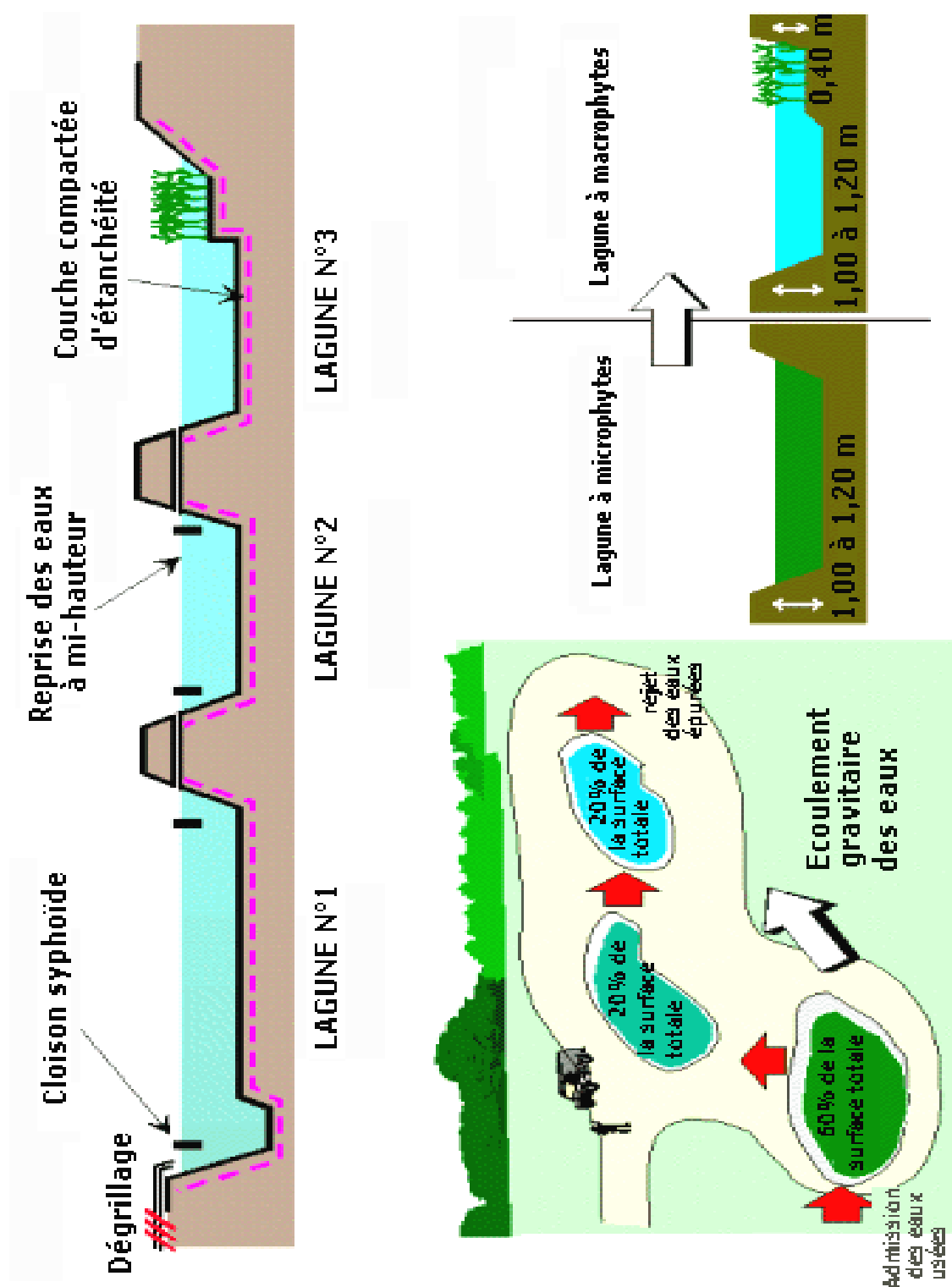


Figure II-01 : Lagunage naturel.

Chapitre II : Procédés d'épuration biologique

➤ Le lagunage anaérobie :

Dans la majorité des cas, les problèmes d'odeurs, liés aux faibles rendements obtenus, font que le lagunage anaérobie ne peut être utilisé. On peut toutefois envisager son utilisation comme prétraitement d'eaux industrielles très chargées à condition d'être éloigné de toute habitation. Les temps de séjour sont supérieurs à 20 jours et dépassent fréquemment 50 jours.

➤ Le lagunage de finition :

La mise en place d'un lagunage de finition se justifie chaque fois qu'il est visé une certaine désinfection des effluents et un "lissage" de la qualité du rejet. Cela constitue un très bon complément derrière une installation boues activées aération prolongée.

III-6-3-2-Les procédés intensifs :

a- Le lit bactérien :

Son principe s'inspire de la méthode d'épuration par le sol, tout est fait afin de diminuer les surfaces nécessaires, l'aération a été améliorée en utilisant des matériaux de dimensions supérieures tout en cherchant un maximum de surface spécifique. Un lit bactérien se présente comme une colonne circulaire pouvant atteindre 4 à 5 mètres de hauteur dans laquelle se trouve un matériau poreux.

Les eaux à traiter ruissellent à la surface de la pellicule biologique qui prolifère sur le support, celle-ci renferme une forte concentration de bactéries et de champignons. Ces organismes absorbent et métabolisent la matière organique de l'effluent. [01]

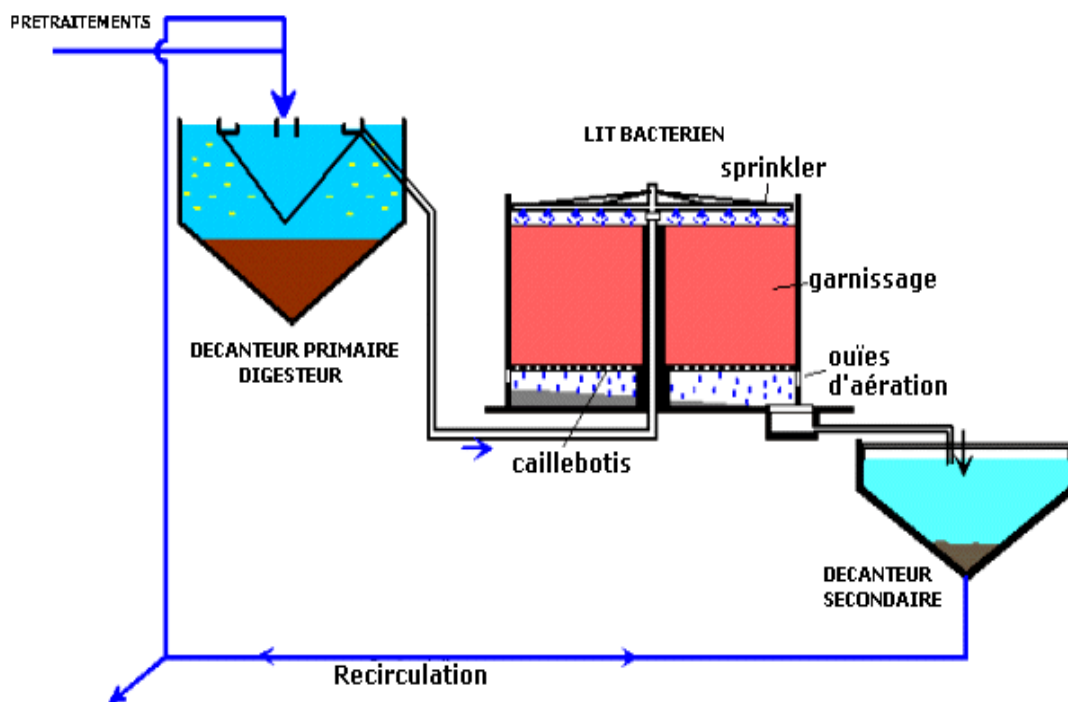


Figure II-02 : Lit bactérienne

➤ **Avantages :**

Un bon rendement est atteint avec un choix convenable du matériau et des dimensions des pores (augmentation de la surface spécifique). Les lits bactériens sont aussi performants dans le cas d'effluents urbains ou dans le cas de certaines industries spécifiques (parfumeries, agro-alimentaires), l'exploitation d'une station à lits bactériens reste très simple et il n'y a pas de gestion de stock de boues.

➤ **Inconvénients :**

Les traitements préalables doivent être performants, faute de quoi, un encrassage progressif apparaît qui contraint à vider, laver et remettre en place le matériau du lit. On enregistre de plus de fréquentes odeurs liées au changement de saisons.

b- Le disque biologique :

Dans une installation à disque biologique l'effluent préalablement décante est admis dans un bassin où des disques sont partiellement immergés. Ceux-ci tournent dans le sens de l'écoulement, ils sont regroupés sur des axes et espacés de 2 à 4 cm sur chacun d'eux.

La rotation permet ainsi le contact entre les microorganismes qui se développent fixés aux disques et l'effluent puis l'aération de cette biomasse. Les performances de ce procédé sont

Chapitre II :

lies a :

- La profondeur d'immersion des disques (généralement deux mètres) ;
- La vitesse de rotation de l'arbre qui doit être optimale pour permettre une Aération et une fixation des bactéries convenable ;
- La température qui doit être comprise entre 15 et 29°C.

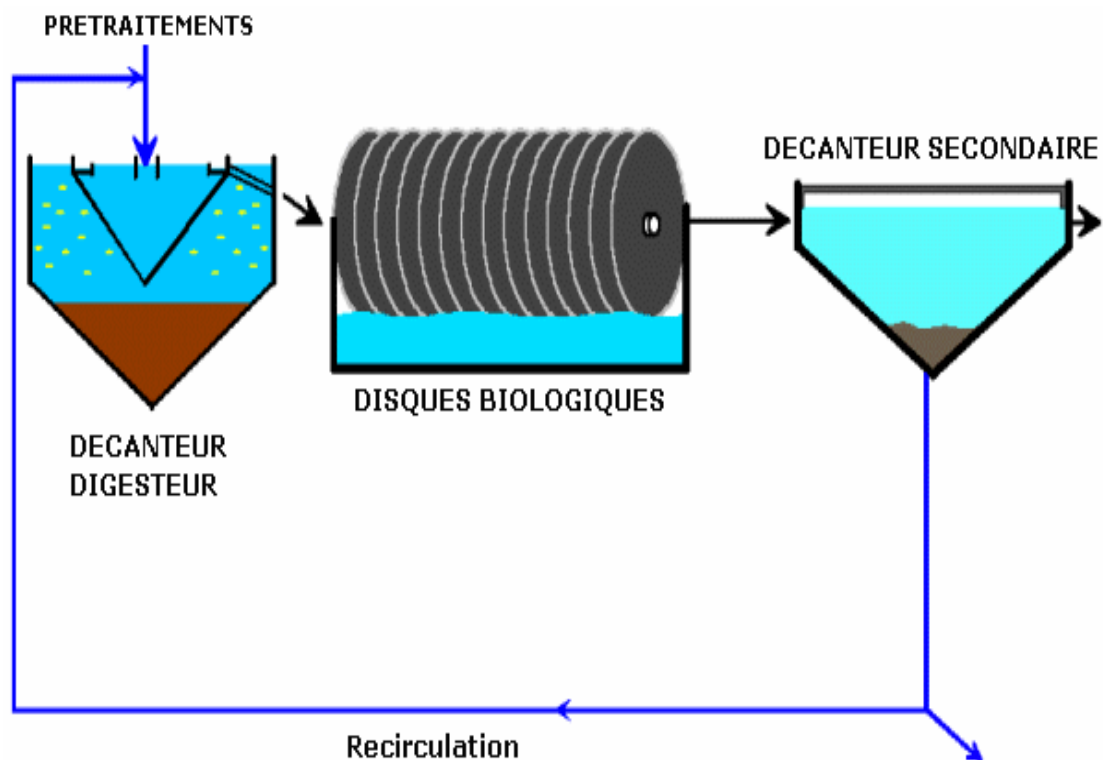


Figure II-03 : Disque biologique

Avantage :

Ce procédé économique est d'une extrême simplicité d'exploitation.

➤ **Inconvénients :**

Les disques biologiques ne s'adaptent pas au traitement à forte charge. Ils sont très sensibles à la qualité des eaux à traiter, aux pointes excessives des concentrations et de débits. Ils ne s'adaptent qu'au traitement des effluents de petites agglomérations.

Chapitre II :

c- Épuration biologique par les boues activées :

L'épuration par les boues activées est un procédé dont l'objectif est de reproduire, à l'échelle industrielle, les mécanismes du pouvoir auto épurateur des eaux naturelles du surface (lacs , rivière ,...etc.).

Cette appellation de boues activées trouve son origine dans l'observation lors d'une aération suffisante des eaux, de dépollution.

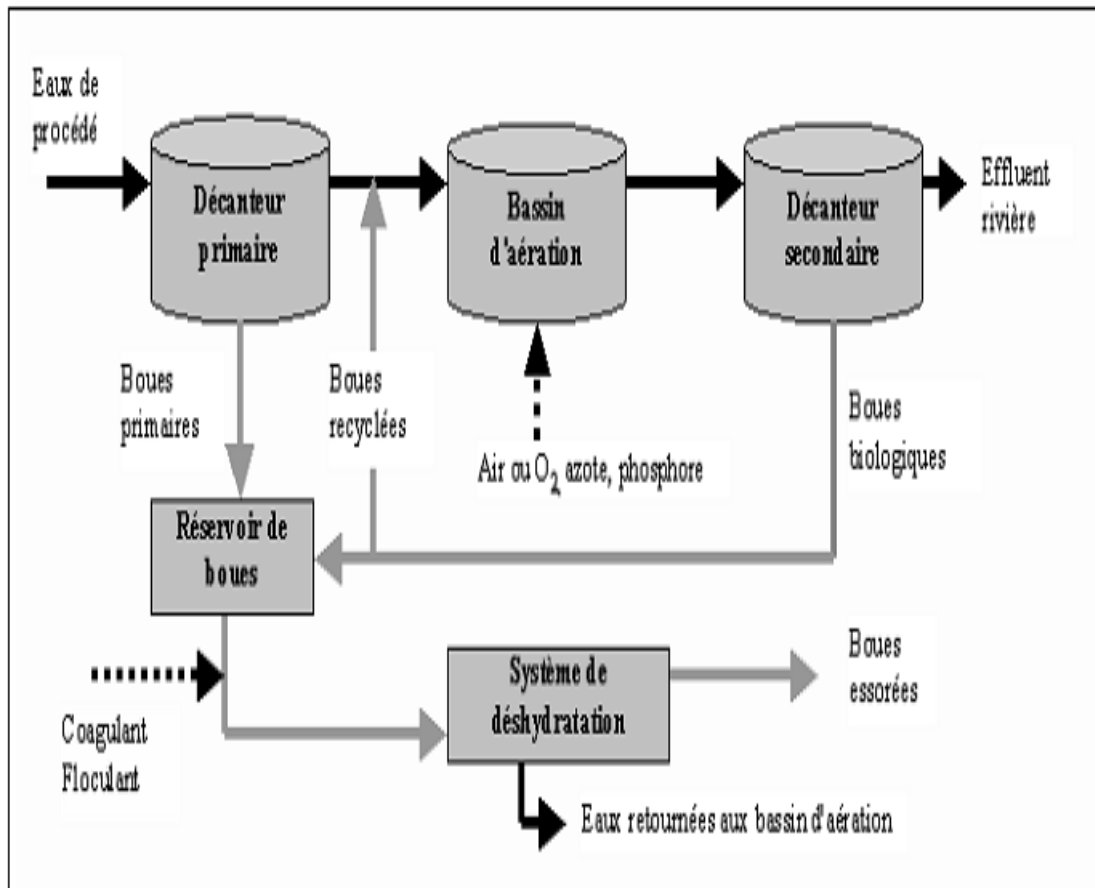


Figure II-04 : Schéma d'un traitement par boues activées

Remarque :

Épuration biologique doit être détaillée dans le chapitre suivant (chapitre III)

Conclusion:

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. Si une éventuelle réutilisation de cette eau est envisagée, il convient par conséquent d'utiliser des procédés d'élimination de cette pollution résiduelle. On parlera donc de correction chimiques ce qui permettra de donner à l'eau une qualité meilleure pour sa réutilisation. La principale méthode utilisée est la désinfection.

Chapitre III :
Dimensionnement
De la station
D'épuration

III-1-Estimation de la dotation en eau potable :**III-1-1- Dotation théorique :**

Nous avons pris comme dotation théorique pour l'estimation des besoins actuels de la population la valeur de 90 l/hab/j, et 150 l/hab/j pour l'estimation des besoins futurs.(DRW)

III-1-2-Dotation réelle :

Le débit d'alimentation réel est de 6000 m³/j.(DRW) Si on considère que les besoins actuels des équipements sont de 14% et ceux de l'industrie sont de 3% de la consommation journalière moyenne.

Le disponible en eau pour les besoins domestiques sera de 4980 m³/j

III-2-Estimation des débits :

- a- Le débit journalier : « Qj » (m³/j).
- b- Le débit moyen horaire : « Qmoy, j » (m³/h).
- c- Le débit de pointe temps de pluie : « Qp ».
- d- Le débit diurne « Qd ».
- e- $L_0 = DBO_5 * Q_p$ (charge spécifique)
- f- $X_0 = MES * Q_p$ (charge spécifique)

Tableau I.3: Besoins théoriques de la population

Horizons	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins de la population (m ³ /j)
2031	105526	150	15829
2041	135081	150	20262

Source : DRW

Tableau I.4: Bilan de comparaison entre la production et les besoins en eau

Horizons	2021	2041
Production (m ³ /j)	4500	4500
Besoin (m ³ /j)	15829	20262
Ecart (m ³ /j)	11329 Déficit	15762 Déficit

Source : DRW

Tableau III.1: Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement.

PARAMETRES	UNITES	HORIZONS		
		2021	2031	2041
Charge hydraulique				
- journalière	m ³ /j	12366	15829	20262
- moyenne horaire (Q _m) sur 24h	m ³ /h	515	660	844
- coefficient de pointe		1,61	1,59	1,59
- pointe horaire en temps sec (Q _{ps})	m ³ /h	829	1049	1342
- pointe horaire en temps de pluie (Q _{pp} = 2Q _{ps})	m ³ /h	1658	2098	2684
Charge polluante				
<u>DBO₅</u>				
- charge spécifique	g/hab/j	54	54	54
- charge journalière	Kg/j	5564,7	7123	9117,9
- concentration correspondante	mg/l	450	450	450
<u>MES</u>				
- charge spécifique	g/hab/j	70	70	70
- charge journalière	Kg/j	8337	10.675	11813
- concentration correspondante	mg/l	583	583	584
<u>N-NK</u>				
- charge spécifique	g/hab/j	13	13	13
- charge journalière	Kg/j	1335,5	1709,5	2188,3
- concentration correspondante	mg/l	108	108	108
<u>P</u>				
- charge spécifique	g/hab/j	4	4	4
- charge journalière	Kg/j	408	522	668,6
- concentration correspondante	mg/l	33	33	33

source : DRW

La filière de traitement des eaux usées de *SIDI-AISSA* comprend les étapes suivantes :

a- Les prétraitements comprenant :

- Un dégrilleur
- Un dessableur-déshuileur

b-Le traitement secondaire comprenant :

- Un bassin d'aération
- Un clarificateur

c- Le traitement complémentaire comprenant :

- Un bassin de chloration

d- Le traitement des boues résiduelles comprenant :

- Un épaisseur
- Une déshydratation

III-3- Les prétraitements :

III-3-1-Introduction :

Les prétraitements sont constitués par une série d'opérations physiques ou mécaniques qui ont pour but le dégrossissage et le dessablement. Ils éliminent les matières les plus grossières susceptibles d'endommager les organes mécaniques ou de perturber l'efficacité des étapes ultérieures d'épuration

Les principales opérations de prétraitements sont :

- Le dégrillage.
- Le dessablage.
- Le déshuilage-dégraissage

III-3-2-Le dégrillage :

L'opération du dégrillage a pour d'éliminer les matières volumineuses transportées par l'eau résiduaire ; c'est ce qui permet de protéger la station contre le problème de bouchage au niveau de ces des différents ouvrages causé par les différents objets.

En fonction de l'espacement des barreaux on peut distinguer :

- Le dégrillage fin : écartement de 3 à 10 mm
- Le dégrillage moyen : écartement de 10 à 25 mm
- Le dégrillage grossier : écartement de 30 à 100 mm

On distingue deux types de grilles :

III-3-2-1-Les grilles manuelles :

Elles sont composées des barreaux inclinés de 60° à 80° par rapport à l'horizontal et sont munies de by pass pour éviter les débordements en cas d'obstruction. Elle nécessite un nettoyage quotidien à l'aide d'un râteau. Ce type de grilles est utilisé dans les petites installations. La surface de ces grilles doit être calculée largement pour en éviter la nécessité d'intervention trop fréquente pour le nettoyage

III-3-2-2-Les grilles mécaniques :

Elles sont destinées aux stations importantes, ou pour les stations dont le nombre d'équivalent habitant est supérieur ou égale à 2000 habitants.

La manœuvre automatique de la grille permet d'éviter le colmatage rapide des canalisations. On trouve deux types de ces grilles :

➤ Grilles courbes :

Elles sont formées de barreaux plats, et sont utilisées pour des profondeurs du canal variant de 0,5 à 1,8m.

➤ Grilles droites :

Elles sont inclinées de 90° par rapport à l'horizontal et sont parfois verticales. Ce type de grilles peut être utilisé par les grandes profondeurs du canal (2 à 3m) avec un espacement des barreaux (40 à 60mm).



Figure III.1 : Grille mécanique

III-3-3-Calcul du dégrilleur :

III-3-3-1-Horizon 2031 :

Remarque : les équations dans le Chapitre III (source :mimoire de Dimensionnement d'une station d'épuration de la ville Sidi-Aich(Béjaia) par : Mekki Nabil)/Livre de Traitement des Eaux Usées.

➤ La largeur des grilles :

La largeur de la grille est calculée par l'expression suivante :

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m)$$

Avec :

B : largeur de la grille

$h_{\max}$: hauteur maximale admissible sur une grille.

β : fraction de la surface occupée par les grilles.

$$\beta = \frac{d}{d+e}$$

Tel que :

d : épaisseur des barreaux (cm).

e : espacement des barreaux.

Tableau III.2 : espacement et épaisseur des barreaux

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

$$S = \frac{Q_P}{V}$$

S : surface de passage de l'effluent

Q_P : Débit de pointe à temps de pluie (m^3/s).

V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

$V = (0.6-1.20)m/s$
au débit de pointe.

σ : Coefficient de colmatage des grilles

$\sigma = 0,4-0,5$ pour un dégrillage automatique.

$\sigma = 0,1-0,3$ pour un dégrillage manuel.

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

$$B = \frac{Q_p \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma}$$

III-3-3-1-1-Le dégrillage grossier:

On a : $Q_p = 0,29 \text{ m}^3 / \text{s}$

On prend $\alpha = 60^\circ$

$$V = 0.7 \text{ m/s}$$

$$h_{\max} = 1 \text{ m}$$

$$\sigma = 0.5 \text{ (Dégrillage automatique)}$$

$$d = 2 \text{ cm et } e = 5 \text{ cm, donc } \beta = 0.29$$

On obtient :

$$B = \frac{0,29 \cdot \sin(60^\circ)}{0,7 \cdot 1 \cdot (1 - 0,29) \cdot 0,5} = 1 \text{ m}$$

III-3-3-1-2-Le dégrillage fin :

Pour le dégrillage fin, on prend : $e = 0,5 \text{ cm}$, $d = 1 \text{ cm}$

Ce qui donne $\beta = 0,67$

$$B = \frac{0,29 \cdot \sin(60^\circ)}{0,7 \cdot 1 \cdot (1 - 0,67) \cdot 0,5} = 2,17 \text{ m}$$

On a $B = 2,5 \text{ m}$

- Le calcul de la longueur mouille de la grille :

$$\text{On a : } \sin \alpha = h_{\max} / L_0 \quad \text{alors : } L_0 = h_{\max} / \sin 60 = 1 / \sin 60 \quad L_0 = 1,155 \text{ m}$$

$$\text{-La longueur de la grille : } L = L_0 + 0,5 \quad \text{donc } L = 1,66 \text{ m}$$

III-3-3-2-Horizon 2041 :

III-3-3-2-1-Le dégrillage grossier :

$$\text{On a : } Q_p = 0,37 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\text{On prend : } \alpha = 60^\circ$$

$$V = 0,7 \text{ m/s}$$

$$h_{\max} = 1 \text{ m}$$

$$\sigma = 0,5 \quad (\text{Dégrillage automatique})$$

$$d = 2 \text{ cm et } e = 5 \text{ cm, donc } \beta = 0,29$$

On obtient :

$$B = \frac{0,37 \sin(60^\circ)}{0,7 \cdot 1 \cdot (1 - 0,29) \cdot 0,5} = 1,29 \text{ m}$$

III-3-3-2-2-Le dégrillage fin :

Pour le dégrillage fin, on prend : $e = 0,5 \text{ cm}$, $d = 1 \text{ cm}$

$$\text{Ce qui donne } \beta = 0,67$$

$$B = \frac{0,37 \cdot \sin(60^\circ)}{0,7 \cdot 1 \cdot (1 - 0,67) \cdot 0,5} = 2,77 \text{ m}$$

On prend : $B = 3 \text{ m}$

- Le calcul de la longueur mouillée de la grille :

$$\text{On a : } \sin \alpha = h_{\max} / L_0 \quad \text{alors : } L_0 = h_{\max} / \sin 60 = 1 / \sin 60 \quad L_0 = 1,16 \text{ m}$$

-La longueur de la grille :

$$L = L_0 + 0,5 \quad \text{donc} \quad L = 1,66 \text{ m}$$

III-3-3-3-Calcul des pertes de charge :

Pour le calcul du dégrilleur Krischmer a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha$$

Avec:

ΔH : perte de charge(m).

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

d : espacement entre les barreaux (cm).

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

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

III-3-3-3-1-La grille grossière :

On a :

$$\beta = 1,79 \quad (\text{Barreaux de section circulaire})$$

$$d = 2\text{cm}, e = 5\text{cm}, \alpha = 60^\circ, V = 0.7\text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(0,7)^2}{2,9,81} \sin 60^\circ = 0,0114\text{m}$$

$$\Delta H = 1,14\text{cm}$$

III-3-3-2-La grille fine :

On a :

$$\beta = 1,79 \text{ (Barreaux de section circulaire)}$$

$$d = 1\text{cm}, e = 0,5\text{cm}, \alpha = 60^\circ, V = 0,7\text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{1}{0,5}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(0,7)^2}{2,9,81} \sin 60^\circ = 0,0975\text{m}$$

$$\Delta H = 9,75\text{cm}$$

Tableau III.3: résultats du dimensionnement des grilles .

Dégrilleur	Horizon 2031		Horizon 2041	
	Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
La largeur B (m)	2	2,5	2,5	2
La perte de charge ΔH (cm)	1,14	9,75	1,14	9,75
La longueur L (m)	1,66	1,66	1,66	1,66

III-3-4-Le dessablage-déshuilage :**a- Le dessablage :**

Les dessableurs permettent de retenir les graviers, les sables et les matières minérales de dimensions $> 0,2\text{mm}$, en laissant passer les matières organiques en suspension. Une vitesse de $0,3\text{m/s}$ permet un dépôt de la majeure quantité des matières minérales contenues dans l'eau

Le choix du type de dessableur dépendra de la concentration en sable des eaux et de l'importance de la station ainsi que son coût

On distingue différents types de dessableur à savoir :

➤ dessableur rectangulaire à couloir :

Il s'agit de dessableurs à couloirs simples qui sont des canaux à section élargies et rectangulaires dans lesquels la vitesse de passage est inférieure à $0,3\text{m/s}$, de manière à éviter le réentraînement des particules par le courant.

➤ dessableur à couloir à vitesse constante :

Ces dessableurs ayant l'inconvénient d'être sensibles aux variations journalières de débit et donc de remettre en mouvement les particules déposées

➤ dessableur rectangulaire aéré :

Dans ce type de dessableur l'insufflation de d'air impose aux eaux un mouvement de rotation qui entraîne :

- décantation des grains de sable seulement par contre la matière organique reste en suspension.
- détachement de la matière organique fixée sur le sable par effet de tourbillonnement.
- un rafraîchissement des eaux par l'apport d'oxygène.

b- Le degraissage-déshuilage :

C'est une opération destinée à réduire les graisses et les huiles qui sont émulsionnées par simple sédimentation physique en surface.

Le déshuilage c'est une opération de séparation liquide-liquide, par contre le dégraissage est une opération de séparation solide-liquide. Il existe différents type de bassins de déshuilage-

Dégraissage conçus suivant la qualité de et la concentration de l'effluent en graisses et huiles.

➤ **Dégraisseur et dessableur sépare :**

Cette disposition est recommandée lorsque les eaux brutes sont chargées en graisses et huiles de façon inhabituelle.

➤ **Dessableur dégraisseur combiné :**

Le débit d'air nécessaire est différent pour chaque fonction, ce qui conduit à une efficacité moyenne globale.

Le dégraissage et l'évaluation des graisses s'effectuent dans une zone tranquillisée, les boues décantables glissent sur les parois inclinées de l'ouvrage et elles sont ramenées dans la zone d'aération.



Figure III. 2 : Un dessableur

III-3-4-1-Le calcul de dessableur déshuileur :

Pour notre station, on a choisi dessableur-déshuileur aéré car dont le déshuilage est couplé à un dessablage car c'est le mieux adapté pour notre cas, puisque on a des eaux usées urbaine d'origine domestique en grande partie. Il est composé de deux zones :

- ✓ l'une aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- ✓ les huiles et les graisses sont récupérées en surface

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

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

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s}$$

Où :

V_e : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement)

V_s : Vitesse de sédimentation.

L : Longueur de bassin.

H : Profondeur du bassin. $H= 1$ à 3 m

- La vitesse d'écoulement doit être comprise dans l'intervalle $0,2 < V_e \leq 0,5$ (m/s).

Pour le dimensionnement, on prend : $T_s = 4$ mn

III-3-4-1-1-Horizon 2031 :

Le débit de pointe en temps de pluie

$$Q_p = 0,29 m^3 / s$$

➤ **Section horizontale :**

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{174,8}{2} \quad S_h = 87,4 m^2$$

➤ **Le volume du dessableur :**

$$V = Q_p * T_s$$

Où :

V : volume du dessableur.

Q_p : débit de pointe de temps de pluie.

T_s : temps de séjour. ($T_s=4\text{min}$)

Alors :

$$V = 0,29 * 10 * 60 = 174,83 m^3 \quad \Rightarrow \quad V = 174.83 m^3$$

➤ **Largeur du dessableur :**

$$S_h = l * L \quad \Rightarrow \quad l = S_h / L = 4.37 m \quad \Rightarrow \quad l = 4.5 m$$

➤ **Longueur du dessableur :**

$$L / H = 10 \quad \Rightarrow \quad L = 10 * H \quad \Rightarrow \quad L = 20 m$$

➤ **Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :**

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à $1,5 m^3$ d'air / m^3 d'eau.

$$q_{air} = Q_p \cdot V$$

Tel que : V est le volume d'air à injecter ($1,5 \text{ m}^3$ d'air/ m^3 d'eau)

$$q_{air} = 0,29 \cdot 1,5 = 0,43 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{s}$$

$$q_{air} = 1566 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{h}$$

III-3-4-1-2-Horizon 2041 :

Pour cet horizon, on doit prévoir un second dessableur dont le débit sera la différence des débits des deux horizons :

$$Q_p = Q_{p(2041)} - Q_{p(2031)} = 0,37 - 0,29$$

$$Q_p = 0,08 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Pour le dimensionnement, on prend :

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

➤ Section horizontale :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{48}{2}$$

$$S_h = 24 \text{ m}^2$$

➤ Le volume du dessableur :

$$V = Q_p \cdot T_s$$

Où :

V : volume du dessableur.

Q_p : débit de pointe de temps de pluie.

T_s : temps de séjour. ($T_s=10\text{min}$)

Alors :

$$V = 0,08 \cdot 10 \cdot 60 = 48 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 48 \text{ m}^3$$

➤ **Largeur du dessableur :**

$$Sh = l \cdot L \quad \Rightarrow \quad l = Sh/L = 1,2 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad l = 1.5 \text{ m}$$

➤ **Longueur du dessableur :**

$$L/H = 10 \quad L = 10H = 20 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L = 20 \text{ m}$$

➤ **Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :**

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à $1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{m}^3 \text{ d'eau}$:

$$q_{air} = Q_p \cdot V$$

Tel que : V est le volume d'air à injecter ($1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{m}^3 \text{ d'eau}$)

$$q_{air} = 0,08 \cdot 1,5 = 0,12 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{s}$$

$$q_{air} = 432 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{h}$$

Tableau récapitulatif des résultats concernant les dimensions du dessableur-déshuileur :

Tableau III.5 : dimensions du dessableur-déshuileur.

Dimensions	unité	2031	2041
- longueur	M	20	20
- largeur	m	4,5	1,5
- hauteur	m	2	2
- volume	m ³	174,83	48
- quantité d'air	m ³ /h	1566	432

- temps de séjour	mn	10	10
-------------------	----	----	----

III-3-4-2-Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales
celles-ci représentent 30% des MES.

- Les MES contiennent 30% des MM et 70% des MVS.

III-3-4-2-1.Horizon 2031 :

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est MES=9228,3 Kg/j
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 9228,3 \cdot 0,7 = 6459.8 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 9228,3 \cdot 0,3 = 2768.5 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 2768.5 \times 0,70 = 1937.9 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_S = MM - MM_e = 2768.5 - 1937.9 = 830.6 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 6459.8 + 830.6$$

$$MES_s = 7290.4 \text{ Kg/j}$$

III-3-4-2-2-Horizon 2041 :

- La charge en MES à l'entrée de dessabler est $MES = 11813 \text{ Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 11813 * 0,7 = 8269.1 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 11813 * 0,3 = 3544 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 3544 * 0,7 = 2480.8 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 3544 - 2480.8 = 1063.2 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 8269.1 + 1063.2$$

$$MES_s = 9332.3 \text{ Kg/j}$$

III-4- Les traitements primaires :

III-4-1-Introduction :

Les traitements primaires sont représentés par le phénomène de décantation, qui est une séparation solide-liquide, elle consiste en une élimination en matières en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau ; l'eau usée préalablement dégrainée et dessablée, contient encore des matières organiques et minérales décantables, qui vont subir une décantation.

Ces matières correspondent aux états suivants :

a- décantation libre ou grenu :

Elle correspond à la décantation des particules indépendamment les unes des autres, avec une vitesse de chute constante. Les particules sont capables de conserver leurs dimensions pendant la chute (exemple : sable, charbon).

b- décantation diffuse ou coalescent :

Elle correspond aux particules qui s'agglutinent et flocculent au furet à mesure de leur chute. Les floccs ainsi formés augmentent leurs dimensions ainsi que leurs vitesses par suite de leur rencontre avec d'autres particules.

III-4-2-Classification de décanteurs :

Il existe plusieurs décanteurs variables suivant leurs formes et le mouvement du liquide qui les traverse.

III-4-3-Décanteurs statiques sans raclage :**III-4-3-1-Décanteurs coniques ou cylindro-coniques :**

Généralement ces décanteurs sont calculés pour de petites installations de 1000 à 2000 habitants. La pente dans la partie conique est 45° à 60° qui varie suivant la nature de l'eau à traiter.

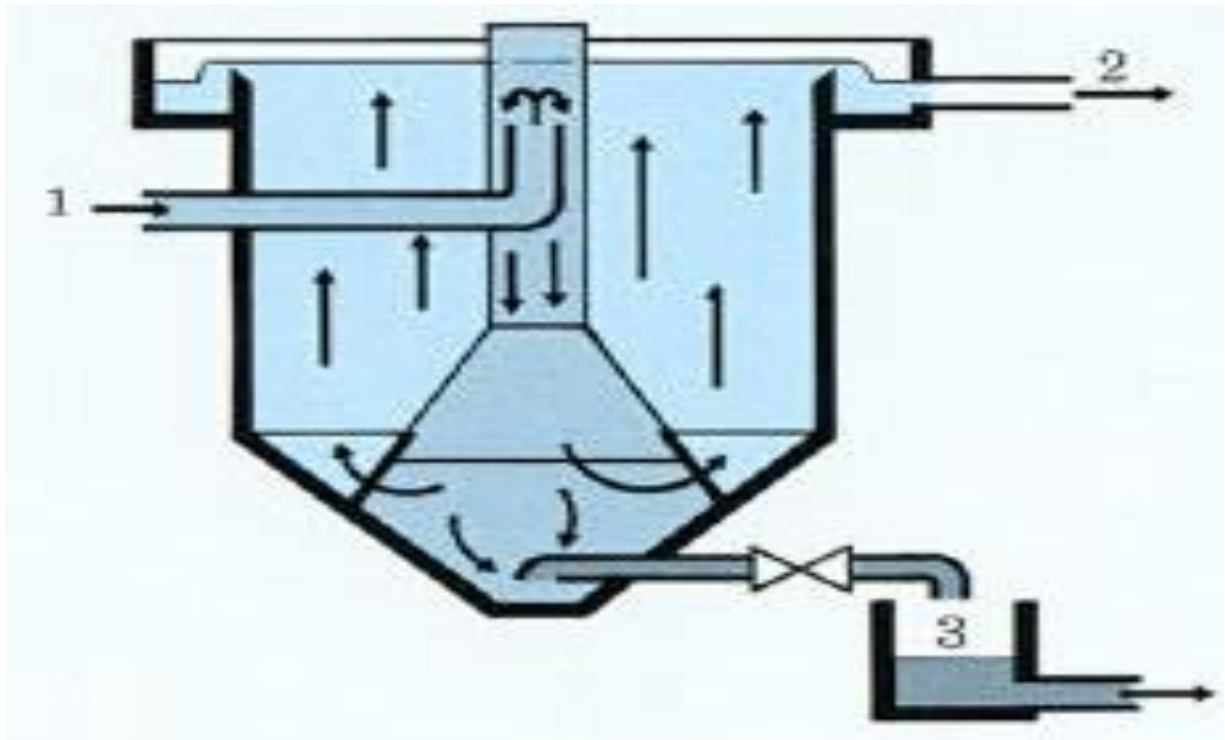


Figure III.3 : Décanteur cylindro-conique

III-4-3-2-Décanteurs statique à flux horizontal :

Dans ce type d'ouvrage, il est nécessaire de prévoir une zone d'entrée, une zone de sortie et une zone à boues.

La vidange de boues se fait par évacuation totale de l'eau du bassin. La pente du radier du bassin varie de 5° à 60° .

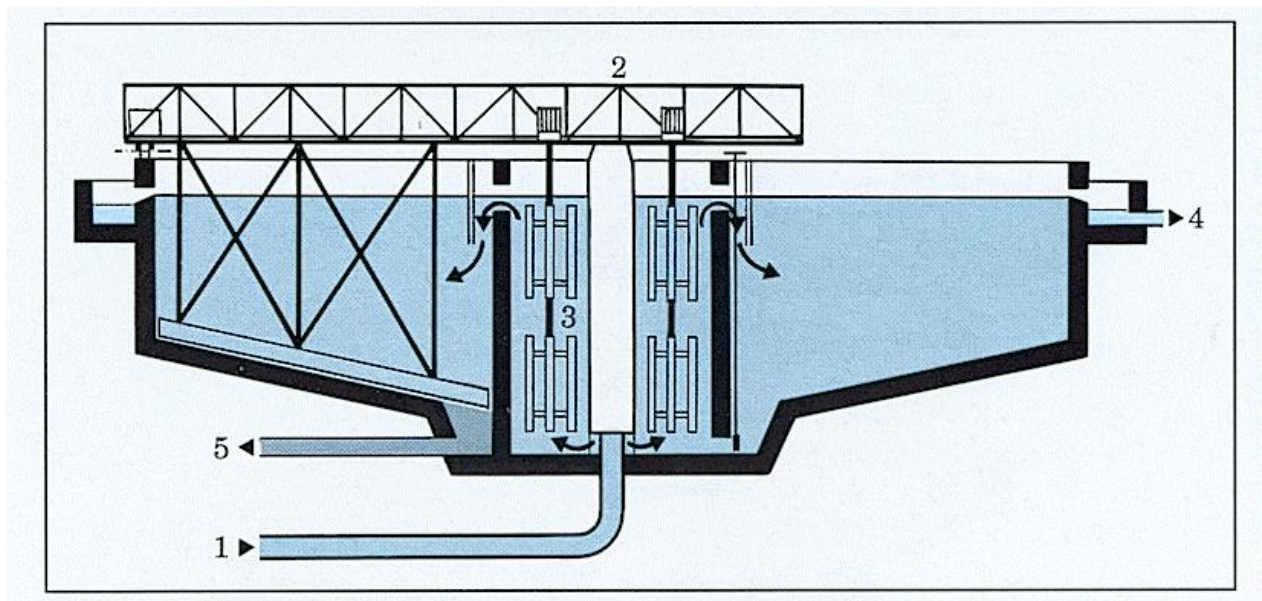
III-4-4-Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :

III-4-4-1-Décanteurs circulaires :

L'alimentation des décanteurs secondaires est assurée soit par un puits central de distribution, soit au périphérique du bassin. Ils sont limités à un diamètre de 50 à 60 m à cause des dimensions du racleur.

La pente du radier sur laquelle ont effectuée le raclage des boues de 4 à 10%. Les principales mécaniques de raclage sont :

- Les ponts racleurs à entraînement périphérique.
- Les ponts racleurs à entraînement central.

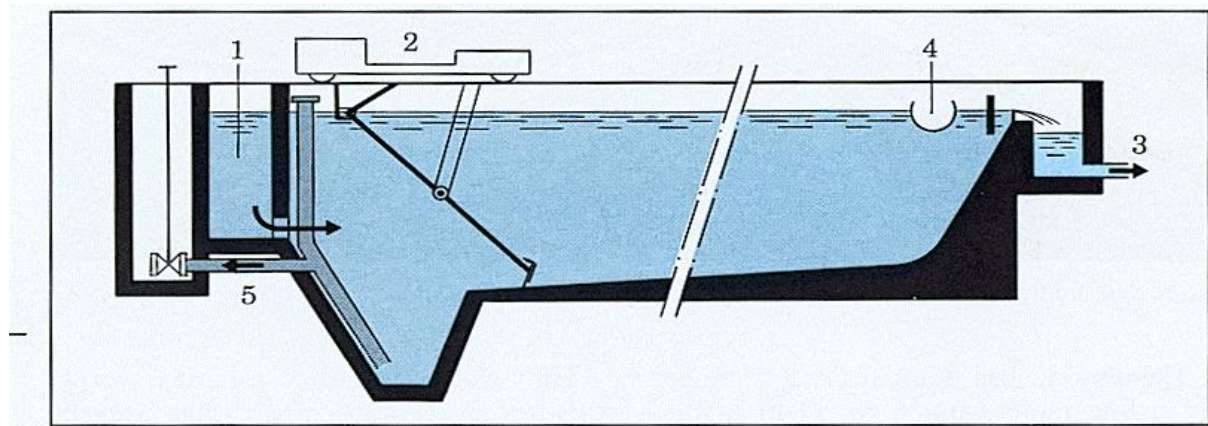


- 1 - Arrivée d'eau brute 4 - Sortie d'eau décantée.
 2 - Pont racleur. 5 - Évacuation des boues
 3 - Zone de floculation.

.Figure III.4 : Décanteur flocculateur avec entraînement périphérique du pont

III-4-4-2-Décanteurs longitudinaux rectangulaires :

Le dispositif de raclage peut être : Le pont racleur se déplaçant selon un mouvement de va-et-vient, le raclage s'effectue à contre courant. La vitesse de raclage doit être inférieure à 3 cm/s.



- 1 - Arrivée d'eau brute. 4 - Reprise des flottants.
 2 - Pont racleur. 5 - Évacuation des boues
 3 - Sortie d'eau décantée.

Figure III.5 : Décanteur longitudinal à pont racleur

III-4-5-Choix du décanteur primaire :

Le choix du décanteur est circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire, leurs constructions est relativement économique en raison de la faible

épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures, ainsi que pour les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

III-4-6-Horizon 2031 :

III-4-6-1-Dimensionnement du décanteur primaire :

Pour notre cas, on a choisi un décanteur circulaire pour des raisons économiques

➤ Données pour le calcul du décanteur :

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures

La vitesse limitée est donnée par la relation :

$$V = Q_p / Q_m$$

$$V_{lim} = Q_p / S_h \text{ (m/h)}$$

Où :

Q_p : débit de pointe par temps sec.

S_h : surface horizontale du décanteur.

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

Tableau III.6 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$

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

$K = Q_{pts} / Q_{moy h} = 1049/660 = 1.6$ donc d'après ce tableau on tire la vitesse $V_{lim} = 2 \text{ m/h}$

Avec

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

✓ Q_m : débit moyen horaire.

Le temps de séjours doit être limité pour des raisons biologiques et économiques, on prendra $T_s = 1,5$ heure.

$$Q_{ptp} = 1049 \text{ m}^3/\text{h} = 0,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{lim} = 2 \text{ m/h}$$

➤ La surface horizontale du décanteur:

$$S_h = Q_p / V_{lim} = 1049/2 = 524.5 \text{ m}^2 \text{ on prend: } S_h = 524.5 \text{ m}^2$$

➤ **Volume du décanteur ($T_s = 1,5h$) :**

$$V = Q_p \cdot T_s = 1049 \cdot 1,5 = 1573,5 \text{ m}^3 \text{ on prévoit deux décanteurs } V_1 = V_2 = V = 786,75 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur du décanteur :**

En prend **H = 3 m**

➤ **Le diamètre du décanteur:**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 786,75}{3,14 \cdot 3}} = 18,3 \text{ m}$$

D = 18,3 m

➤ **Détermination du temps de séjours :**

- pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{\text{moy}} = 786,75 / 660 = 1 \text{ h } 11 \text{ min.}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_p = 786,75 / 1049 = 45 \text{ min}$$

➤ **la longueur de déversoir :**

$$L_{\text{dev}} = \text{périmètre de déversoir} = \pi \cdot D$$

$$L_{\text{dev}} = \pi \cdot 18,3 = 57,4 \text{ m} \text{ donc } L_{\text{dev}} = 57,4 \text{ m}$$

➤ **débit déversé :**

$$Q_{\text{dev}} = Q_p / (2 \cdot L_{\text{dev}}) = (1049 \cdot 24) / (2 \cdot 57,4) = 219,3 \text{ m}^3/\text{mj}$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{dev}} = 219,3 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Si on installe des échancrures triangulaires ($\nabla/90^\circ$) :

➤ **nombre d'échancrures :**

$$N = L_{\text{dev}} / e$$

N : nombre d'échancrures

L_{dev} : longueur déversé

e : espacement entre 2 échancrures (e = 200 mm)

Donc :

$$N = 57,4 / 0,2 = \mathbf{N = 287}$$

➤ **calcul de débit déversé a chaque échancrure :**

$$Q_{ech} = Q_p / (2 \cdot N)$$

Donc:

$$Q_{ech} = (1049 \cdot 24) / (2 \cdot 287) = 43.86 \text{ m}^3/\text{j} \quad \quad Q_{ech} = 43.86 \text{ m}^3/\text{j}$$

III-4-6-2-Calcul de la quantité de boues éliminées :

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de :

35% de DBO₅

60% de MES

➤ **Charge à l'entrée du décanteur :**

$$DBO_5 = 7123 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 7290.4 \text{ Kg/j}$$

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

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5 = 0,35 \cdot 7123 = 2493 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES = 0,6 \cdot 7290.4 = 4374.24 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 4374.24 = 3061.96 \text{ Kg/j}$$

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

$$MES_s = MES - MES_e = 7290.4 - 4374.24 = 2916.16 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 7123 - 2493 = 4630 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 2916.16 \text{ Kg/j} = 2041,31 \text{ Kg/j}$$

III-4-7-Horizon 2041:

$$Q_p = Q_{p2041} - Q_{p2031} = 1342 - 1049$$

$$Q_p = 293 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{\text{lim}} = 2 \text{ m/h}$$

III-4-7-1-Calcul du décanteur :

➤ **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = Q_p / V_{\text{lim}} = 293 / 2 = 146,5 \text{ m}^2$$

$$S_h = 146,5 \text{ m}^2$$

➤ **Volume du décanteur (Ts = 1,5h) :**

$$V = 293 * 1,5 = 439,5 \text{ m}^3$$

$$V = 439,5 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur du décanteur :**

$$H = V / S_h = 439,5 / 146,5 = 3 \text{ m}$$

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

➤ **Le diamètre du décanteur:**

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.439,5}{3,14.3}} = 13,66 \text{ m}$$

$$D = 13,66 \text{ m}$$

➤ **Détermination du temps de séjours :**

- pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{\text{moy}} = 439,5 / 185 = 2,37 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_p = 439,5 / 310,8 = 1,41 \text{ h}$$

➤ **la longueur de déversoir :**

$$L_{\text{dev}} = \text{périmètre de décanteur} = \pi.D$$

$$L_{\text{dev}} = \pi.13,66 = 42,9 \text{ m} \quad \text{donc} \quad L_{\text{dev}} = 42,9 \text{ m}$$

➤ **débit déversé :**

$$Q_{\text{dev}} = Q_p / (2 * L_{\text{dev}}) = (310,8 * 24) / (2 * 42,9) = 86,93 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Donc :} \quad Q_{\text{dev}} = 86,93 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Si on installe des échancrures triangulaires ($\nabla/90^\circ$) :

➤ **nombre d'échancrures :**

$$N = L_{\text{dev}} / e$$

N : nombre d'échancrures

L_{dev} : longueur déversé

e : espacement entre 2 échancrures ($e = 200 \text{ mm}$)

$$N = 42.9 / 0.2 = 214.5 \quad \mathbf{N = 214,5}$$

➤ **calcul de débit déversé a chaque échancrure :**

$$Q_{ech} = Q_p / (2 \cdot N)$$

Donc:

$$Q_{ech} = (310,8 \cdot 24) / (2 \cdot 214,5) = 17.38 \text{ m}^3/\text{j} \quad \mathbf{Q_{ech} = 17.38 \text{ m}^3/\text{j}}$$

III-4-7-2-Calcul de la quantité de boues éliminées :

➤ **Charge à l'entrée du décanteur :**

$$DBO_5' = DBO_{5(2041)} - DBO_{5(2031)} = 9117,9 - 7123 = \mathbf{1995 \text{ Kg/j}}$$

$$MES' = MES_{(2041)} - MES_{(2031)} = 11813 - 9228,3 = \mathbf{2584,7 \text{ Kg/j}}$$

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

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 1995 = \mathbf{698.25 \text{ Kg/j}}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 2584,7 = \mathbf{1550.82 \text{ Kg/j}}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 1550.82 = \mathbf{1085.57 \text{ Kg/j}}$$

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

$$MES_s = MES' - MES_e = 2584,7 - 1550.82 = \mathbf{1033.88 \text{ Kg/j}}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5' - DBO_{5e} = 1995 - 698.25 = \mathbf{1296.75 \text{ Kg/j}}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 1033.88 = \mathbf{723.7 \text{ Kg/j}}$$

Le tableau ci-dessous donne les résultats de dimensionnement du décanteur primaire pour les deux horizons :

Tableau III.7 : récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.

Décanteur primaire	Unité	2031	2041
Surface horizontale	m^2	524.5	146.5

Volume	m ³	1573.5	439.5
Hauteur	m ²	3	3
Diamètre	m ²	18.3	13.66
Nombre de décanteur	-	2	1
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	h	1,19	2.37
Temps de séjour pour le débit de pointe en temps sec	h	0,75	1,41

III-5- Traitements biologiques :

III-5-1-Introduction :

Les traitements biologiques reposent sur l'utilisation des micro-organismes naturellement présents dans les eaux, que l'on concentre dans les bassins d'épuration par floculation ou par fixation sur des supports inertes.

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

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

III-5-2-Etude de la variante à moyenne charge :

- La charge massique (Cm) :

C'est le rapport de la pollution exprimé en DBO₅ entrant par unité de masse de boues présentées.

$$Cm = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{masse du MVS dans le bassin (Kg)}} = \frac{L_0}{Xa.V} = \frac{L_0}{Xt} (Kg DBO_5 / Kg.MVS.j)$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$0,2 < Cm < 0,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg.MVS.j} \quad [05]$$

- La charge volumique (Cv) :

C'est le rapport de la pollution par unité de volume du bassin.

$$Cv = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{volume du bassin (m}^3\text{)}} = \frac{L_0}{V} (Kg DBO_5 / m^3 j)$$

Pour le traitement à moyenne charge :

$$0,6 < Cv < 1,5 \text{ Kg DBO}_5 / m^3 j \quad [05]$$

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

$$C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS j}$$

III-5-2-1-Horizon 2031:

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 15829 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 660 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_p = 1049 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $Lo = 4630 \text{ Kg/j}$
- La concentration des MVS dans le bassin (X_a)

$$\frac{C_v}{C_m} = X_a = 3 \text{ g/l} \quad \text{et} \quad C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS j}$$

Donc $C_v = X_a \cdot C_m = 3 \cdot 0,4 \quad C_v = 1,2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{ j}$

- Concentration de l'effluent en DBO_5

$$So = Lo / Q_{\text{moy j}} = 4630 / 15829 = 292,5 \text{ mg/l}$$
- La charge polluante à la sortie ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)

$$Lf = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 15829 = 474,8 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$
- La charge polluante éliminée

$$Le = Lo - Lf = 4630 - 474,8 = 4155,2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$
- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{\text{ep}} = (Lo - Lf) / Lo = (4155,2 / 4630) \cdot 100 = 89,75\%$$

a- Dimensionnement du bassin d'aération :

Le bassin d'aération est l'ouvrage le plus important dans une station d'épuration fonctionnant avec un procédé biologique, il est considéré comme les poumons de la station, c'est pour ça il doit être dimensionné avec précision ; ce bassin peut être sous forme circulaire ou sous forme rectangulaire.

Pour notre cas, on a choisi un bassin qui sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur B et de hauteur H.

➤ volume du bassin :

$$V = Lo / C_v = 4630 / 1,2 = 3858,33 \text{ m}^3$$

On divise le volume en deux, donc on aura 2 bassins d'aération

$$V_1 = 3858,33 / 2 = 1929,16 \text{ m}^3$$

➤ La hauteur du bassin :

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend :

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

- **surface horizontale du bassin :**

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{1929.16}{4} = 482.3 \text{ m}^2 \quad \Leftrightarrow S_h = 482.3 \text{ m}^2$$

- **La largeur du bassin :**

On prend $L = 2l$, alors $S_h = 2l^2$, et $l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{482,3}{2}} = 15,53 \text{ m}$

Enfin : $l = 15,53 \text{ m}$; on prend : **$l = 16 \text{ m}$** .

- **La longueur du bassin :**

$$L = 2 \cdot l = 2 \cdot 16 = 32\text{m}$$

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

$$X_a = \frac{L_o}{C_m} = \frac{4630}{0,4} = 11575 \text{ Kg}$$

- **Concentration de boues dans le bassin :**

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{11575}{3858,33} = 3 \quad [X_a] = 3 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

- **Calcul du temps de séjour :**

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{3858.33}{1049} = 3\text{h}40\text{min}$$

a-1-Besoin en oxygène :

Les installations d'épuration biologiques fonctionnent généralement en présence d'oxygène, notant toutefois que la vitesse de dégradation dépend de la qualité d'oxygène nécessaire pour la synthèse cellulaire et la respiration endogène, cela permet de réaliser un bon contact entre l'air et l'eau, la vitesse de dissolution de l'oxygène dans l'eau dépend de : la température, l'altitude, le débit, la concentration de la pollution et la géométrie du bassin.

Les besoins en oxygène sont définis par l'expression suivante :

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

L_e : la charge DBO₅ éliminée (Kg/j)

X_a : masse totale de boues présente 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

Tableau III.8 : charge massique en fonction de a' .

Charge massique	0,09	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
a'	0,66	0,65	0,63	0,59	0,56	0,53	0,5
b'	0,06	0,07	0,075	0,08	0,085	0,09	0,7 à 1,2

On a: $C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j}$

Donc $a' = 0,53$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène

Donc pour $a' = 0,53$, on a : $b' = 0,09$

➤ **La quantité d'oxygène journalière est :**

$$q_{O_2} = (0,53 \cdot 4155,2) + (0,09 \cdot 11575) = 3244 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

➤ **La quantité d'oxygène horaire :**

$$q_{O_2}/24 = 3244 / 24 = 135,1 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

➤ **La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :**

$$q_{O_2}/\text{m}^3 = 3244 / 3858,33 = 0,84 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

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

$$q_{O_2 \text{ pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

La respiration endogène de la boue restante est la même sur 24 heures.

T_d : période diurne en heures $T_d = 16\text{h}$

$(L_e = S_e \cdot Q_{\text{moy}} / T_d)$: la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2 \text{ pte}} = (0,53 \cdot 4155,2 / 16) + (0,09 \cdot 11575 / 24) = 181 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

a-2-Système d'aération :

Les dispositifs souvent utilisés dans le domaine d'épuration sont :

a-2-1-Aérateur par insufflation d'air (à air comprimé) :

L'injection d'air se fait par le fond du bassin pour assurer l'oxygénation et le brassage.

On distingue trois sortes de diffuseurs.

➤ Diffuseurs à grosses bulles :

Du fait de la vitesse ascensionnelle élevée et de la surface de contact réduite, le rendement est faible.

Le système est robuste et permet l'utilisation de soufflantes particulièrement robustes, lorsque l'injection se fait à profondeur réduite.

➤ Diffuseurs à moyennes bulles :

Les bulles sont obtenues par cisaillement d'une colonne d'air par un clapet vibrant permettant d'avoir des risques d'obstruction faibles, le rendement est intermédiaire entre fines bulles et grosses bulles.

➤ Diffuseurs à fines bulles :

L'air est diffusé par des matériaux poreux (plastique poreux, verre filtré...) donnant des bulles de dimension millimétrique et un rendement élevé.

Ce système présente un risque de colmatage intérieur par les poussières atmosphériques et huile des surpresseurs et extérieur par les eaux usées (en cas d'arrêt de l'aérateur, ce qui permet le développement de micro-organisme sur la surface poreuse).

Le système à fines bulles est envisageable surtout pour les grandes installations très soigneusement menées pour diminuer la fréquence de ces opérations.

a-2-2-Aérateurs de surface :

Il existe deux types principaux d'aérateur de surface :

- Les appareils à axe horizontal (brosses) leurs installations s'effectuent dans les chenaux d'oxydation où elles assurent l'entraînement et la circulation du liquide autour du chenal qui est de section rectangulaire ou trapézoïdale.

L'apport spécifique varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/Kwat.h

- Les appareils à axe vertical on les subdivise en deux types :
 - turbines lentes avec des vitesses de 40 à 100 tr/ min et des apports spécifiques brutes de 0,8 à 1,5 Kg O₂/Kwat.h
 - turbines rapides (750 à 1500 tr/ mn).

Enfin on opte pour des turbines à axe vertical à la surface du liquide car elles sont moins chères, flottantes, faciles à entretenir et s'adaptent aux fluctuations des débits.

a-3-Calcul de l'aérateur de surface à installer :

a-3-1-La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No) :

On doit tenir compte de :

- la salinité des eaux
- la température des eaux
- la concentration en oxygène dissous à y maintenir
- la pression

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

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

P_a : Puissance par m² du bassin

$$P_a = (70 \div 80) \text{ w / m}^2 \text{ on prend } P_a = 75 \text{ w / m}^2$$

$$N_o = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 75 + 1 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

$$N = N_o \cdot \left(\frac{(\beta \cdot C_s - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_s} \right) \text{ (kgO}_2 \text{ / kwh)}$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à $T=25^\circ\text{C}$

$C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l}$, on prend $C_L = 1,5 \text{ mg/l}$.

C_s : concentration de saturation en oxygène à la surface aux conditions standards à 20°C et 760 mm de mercure.

$C_s = 8,7 \text{ mg/l}$ pour les aérateurs de surface .

Et que $C = 1,02$ (coefficient de température)

L'effet des solides dissous et la concentration en matières dégradables sur la saturation en oxygène varie d'une eau usée à l'autre et doit être mesuré sur le terrain. La relation qui traduit cet effet est donnée par :

$$\beta = \frac{C_s (\text{eau usée})}{C_s (\text{eau épurée})}$$

β est de l'ordre de 0,9

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau pure,

$$a' = 0,85 \text{ à } 0,95. [7]$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{(0,9 \cdot 8,7 - 1,5) 0,9 \cdot 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,83 (\text{kgO}_2 / \text{kwh})$$

a-3-2-Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation »

Wa :

$$W_a = q(\text{O}_2) \text{ pte} / N = 135,1 / 0,83 = 157,95 \text{ Kw}$$

- **Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :**

$$W_n = Sh \cdot Pa$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m^2)

Pa : puissance absorbée par m^2 du bassin (w / m^2)

$$Sh = 964,6 \text{ m}^2 \quad \text{avec} \quad Pa = 75 \text{ W} / \text{m}^2$$

Donc $W_n = 72,34 \text{ Kw}$

- **Le nombre d'aérateurs dans le bassin :**

$$N = W_a / W_n$$

$$N = 157,95 / 72,34 = 2 \quad \text{donc} \quad N = 2 \text{ aérateurs.}$$

- **Besoin en énergie de l'aérateur :**

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de $1,5 \text{ Kg O}_2 / \text{Kwh}$.

$$E = q(\text{O}_2) \text{ pte} / 1,5 = 135,1 / 1,5$$

$$E = 90,06 \text{ Kwh} / \text{h}$$

a-4-Bilan de boues :

- **Calcul de la quantité des boues en excès :**

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff}$$

Avec :

$X_{\min}$: Boues minérales

X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 de MVS.

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO_5 éliminées)

a_m : 0,55(en moyenne).puisque $0,53 < a < 0,56$

L_e :Quantité de DBO_5 à éliminer (Kg/j)

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

$$b = \frac{b'}{1,42}$$

b' :Coefficient cinétique de respiration endogène. = 0,09

$$b = \frac{0,09}{1,42} = 0,06$$

X_a :Masse totale de MVS dans le bassin(Kg)

X_{eff} :Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES est 2916.16 Kg/j

$$X_{min} = 0,3 * 2916,16 = 874,84 Kg / j$$

$$X_{dur} = 0,3.MVS$$

$$X_{dur} = 0,3 * 2041,3 = 612,40 Kg / j$$

$$a_m L_e = 0,55 * 4155,2 = 2285,36 Kg / j$$

$$b X_a = 0,06 * 11575 = 694,5 Kg / j$$

$$X_{eff} = 0,03 * 15829 = 474,87 Kg / j$$

Alors :

$$\Delta X = 874,84 + 612,40 + 2285,36 - 694,5 - 474,87$$

$$\Delta X = 2603,23 Kg / j$$

➤ Concentration de boues en excès :

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

Avec :

X_m :Concentration de boues en excès

I_m :L'indice de Mohlman

I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :(100 ÷ 150)

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

On prend : $I_m = 125$

D'où :
$$X_m = \frac{1200}{125}$$

$$X_m = 9,6 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

➤ **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{exés}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{2603,23}{9,6}$$

$$Q_{\text{exés}} = 271,17 \text{ m}^3 / \text{j}$$

➤ **Le débit spécifique par m^3 de bassin :**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

V : Volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = \frac{2603,23}{3858,32}$$

$$q_{sp} = 0,67 \text{ Kg} / \text{m}^3 \cdot \text{j}$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

La recirculation des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, afin de réensemencer celui-ci et d'y maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque une carence en oxygène, dans une anaérobie et dans certains cas on assiste au phénomène de dénitrification avec une remontée des boues à la surface.

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

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

$$R = \frac{100 * [X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

R : taux de recyclage(%)

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = $3 \text{ Kg} / \text{m}^3$

Donc :

$$R = \frac{100 \cdot 3}{\frac{1200}{125} - 3} \quad R = 45,45\%$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

Donc :

$$Q_r = 0,45 \cdot 15829$$

$$Q_r = 7123,05 \text{ m}^3 / j$$

➤ **Age des boues :**

L'âge des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

Donc :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{11575}{2603,23} = 4,45 \text{ jours.}$$

$$A_b = 4 \text{ jours et } 10 \text{ heures et } 48 \text{ mn.}$$

b- Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur) :

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recirculées vers le bassin d'aération afin de maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation)

Alors, on opte pour un décanteur circulaire à fond incliné, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès.

Pour le calcul du décanteur secondaire, on prend les données suivantes :

- Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2) \text{ heures}$. on prend $t_s = 2 \text{ h}$.
- La vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a = 1,2 \text{ m/h}$
- Le débit : $Q_{\text{ptp}} = 1049 \text{ m}^3/\text{h}$.

➤ **Le volume du décanteur :**

$$V = Q \cdot t_s = 1049 \cdot 2$$

$$V = 2098 \text{ m}^3 \quad \text{On prend deux décanteurs : donc } V' = V/2 = 1049 \text{ m}^3$$

➤ **La surface horizontale du décanteur:**

Hauteur du décanteur tel que: $H = (3 \div 5)m$. On prend : **H=4m**

$$S_H = \frac{Q}{V_a} = \frac{1049}{1,2} \quad S_H = 874,2m^2.$$

➤ **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi * H}} = \sqrt{\frac{4 * 1049}{3,14 * 4}} = 18,27m.$$

On prend $D = 18,27 \text{ m}$

➤ **Le temps de séjour :**

$$T_s = V / Q_h$$

$$T_s = 1049 / 1049 \quad T_s = 1 \text{ h}$$

III-5-2-2-Horizon 2041 :

Tableau III.9 : Les résultats de l'horizon 2041

Désignations	Unité	2041
- Données de base - Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$ - Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$ - Débit de pointe par temps sec Q_p - Charge polluante à l'entrée du bassin Lo - Concentration de l'effluent en DBO_5 So - La charge polluante à la sortie Lf - La charge polluante éliminée Le - Le rendement de l'épuration η_{ep}	m^3/j m^3/h m^3/h Kg/j mg/l $KgDBO_5/j$ $KgDBO_5/j$ $\%$	4433 185 310,8 1296,75 292,52 133 1163,75 89,74
- Dimensionnement du bassin d'aération - nombre de bassins - Volume du bassin V - Hauteur du bassin H - Surface horizontale du bassin Sh - Largeur du bassin B - Longueur du bassin L - La masse de boues dans le bassin Xa - Concentration de boues dans le bassin $[Xa]$ - Temps de séjours Ts	- m^3 m m^2 m m Kg Kg/m^3 h	01 1080,62 4 270,15 11,62 23,24 3241,87 3 3,47
- Besoin en oxygène - Quantité d'oxygène journalière q_{o2} - La quantité d'oxygène horaire $q_{o2}/24$ - La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o2}/m^3 - La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $q_{o2} \text{ pte}$	KgO_2/j KgO_2/h KgO_2/m^3j KgO_2/h	908,55 37,85 0,84 50,70

- Calcul de l'aérateur de surface à installer • Calcul de la puissance nécessaire à l'aération W_a • Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin W_m • Le nombre d'aérateurs dans le bassin • Besoin en énergie de l'aérateur E	Kw Kw - Kwh/h	45,6 20,26 2 33,8
- Dimensionnement du décanteur secondaire • Volume du bassin V • Surface horizontale du décanteur Sh • Hauteur du décanteur H • Le diamètre du décanteur D • Le temps de séjours T_s	m^3 m^2 m m h	621,6 259 4 14 2
- Bilan de boues • Calcul de la quantité des boues en excès Δx • Concentration de boues en excès X_m • Le débit de boues en excès Q_{exce} • Le taux de boues recyclées R • Le débit des boues recyclées Q_r	Kg/j Kg/m^3 m^3/j % m^3/j	839,82 9,6 87,48 45,45 1994,85

III-6- La désinfection :**III-6-1-Introduction :**

La désinfection des eaux usées est un traitement d'élimination durable des agents pathogènes, bactéries et virus, elle peut se pratiquer au chlore(NaClO), à l'ozone.

Le choix entre les deux types de désinfections est habituellement en défaveur de l'ozone, à cause du coût d'investissement et de maintenance.

En Algérie l'utilisation du chlore gazeux pose beaucoup de problèmes surtout la sécurité de stockage qui doit être examinée et résolue avec toute l'attention nécessaire.

Généralement la meilleure désinfection que l'on rencontre est l'eau de javel car ce dernier coûte moins cher.

➤ **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.

III-6-2- Horizon 2031 :

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn

➤ **La dose journalière :**

$$D_j = Q_{\text{moy}} j (\text{Cl}_2) = 15829 \times 0,01 = 158,29 \text{ Kg/j}$$

III-6-2-1-Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore :

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie $\rightarrow$ 3,17 g de Cl_2 / NaClO

20° de chlorométrie $\rightarrow$ X

$$X = 3,17 \times 20 / 1 = 63,4 \text{ g de } \text{Cl}_2 / \text{NaClO}$$

III-6-2 -2-La quantité d'hypochlorite nécessaire :

1 m^3 (NaClO) $\rightarrow$ 63,4 Kg de Cl_2

Q_j $\rightarrow$ 158,29 kg

$$Q_j = 158,29 / 63,4 = 2,5 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j = 104,02 \text{ l/h}$$

III-6-2-3-La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \times 365 = 2,5 \times 365 = 912,5 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

III-6-2-4- Dimensionnement du bassin de désinfection:

$$Q_{pte} = 1049 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

➤ **Le volume du bassin :**

$$V = Q_{pte} * T_s = 1049 * 30 / 60 = 524,5 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur du bassin :**

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

➤ **La surface horizontale :**

$$S_h = V/H = 524,5/4 = 131,12 \text{ m}^2$$

➤ **La largeur et la longueur :**

$$\text{On prend } L = 2.l \text{ donc } l = \sqrt{(S_h / 2)} = 8 \text{ m} \quad l = 8 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } L = 2 * 8 = 16 \text{ m}$$

III-6-3-Horizon 2041 :

➤ **La dose journalière :**

$$D_j = Q_{moy j} (Cl_2) = 4433 * 0,01 = 44,33 \text{ Kg/j.}$$

III-6-3-1-La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$Q_j = 44,33 / 63,4 = 0,7 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j = 29,16 \text{ l/h}$$

III-6-3-2-La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j * 365 = 0,7 * 365 = 255,5 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

III-6-3-3-Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{pte} = 310,8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

➤ **Le volume du bassin :**

$$V = Q_{pte} * T_s = 310,8 * 30 / 60 = 155,4 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur du bassin :**

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

➤ **La surface horizontale :**

$$S_h = V/H = 155,4/4 = 38,85 \text{ m}^2$$

➤ **La largeur et la longueur :**

$$\text{On prend : } l = \sqrt{(S_h / 2)} = 4,4 \text{ m} \quad l = 4,4 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } L = 2 * 4,4 = 8,8 \text{ m.}$$

Conclusion :

Après l'étape de la désinfection, et le dimensionnement du bassin de désinfection ; on va procéder au traitement des boues dans le chapitre suivant.

III-7- Traitement des boues :**III-7-1-Introduction :**

Le but du traitement des boues est de réduire le volume et de rendre inerte les boues. La diminution du volume est obtenue par l'élimination de l'eau. Il faut réduire la teneur en matières organiques pour éviter toute fermentation. Le choix du traitement est fonction de l'origine et de la qualité des boues.

➤ Epaissement :

C'est la première étape pour réduire le volume de boues et en augmenter la concentration pour permettre la déshydratation. Le concentrateur statique présente deux phases de fonctionnement.

➤ stabilisation :

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations en vue de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue les stabilisations chimiques ou biologiques. Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

Pour la stabilisation chimique ; Le composé de choix est la chaux vive. Son incorporation se réalise à une boue déjà floculée égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de chaux provoque une forte élévation de température et par conséquent une évaporation de l'eau.

➤ Déshydratation :

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide, qui devra évidemment répondre aux exigences de désinfection choisie.

III-7-2-Variante à moyenne charge :**III-7-2-1-Dimensionnement pour Horizon 2031 :****III-7-2-1-1-Dimensionnement de l'épaississeur :**

La production journalière des boues est de :

- La boue primaire $DX_p = DBO_5e + MESe$
 $DX_p = 2493 + 4374,24 = 6867,24 \text{ Kg/j}$
- Boues secondaire $DX_s = 2603,23 \text{ Kg/j}$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{totale} = DX_t = 6867,24 + 2603,23 = \mathbf{9470,47 \text{ Kg/j}}$$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur :

- Pour les boues primaires $S_1 = 20 \text{ à } 30 \text{ g/l}$
- Pour les boues secondaires $S_2 = 10 \text{ g/l}$

➤ **Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :**

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 6867,24 / 25 = 274,69 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 2603,23 / 10 = 260,32 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Le débit total } Q_t = Q_1 + Q_2 = \mathbf{535 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ **La concentration du mélange :**

$$S = DX_t / Q_t = 9470,47 / 535 = \mathbf{17,70 \text{ Kg/m}^3}$$

➤ **Le volume de l'épaississeur :**

$$V = Q_t * T_s = 535 * 2 = 1070 \text{ m}^3 \qquad \mathbf{V = 1070 \text{ m}^3}$$

T_s : temps de séjours = 2 j (1 à 15 j).

➤ **La surface horizontale :**

Pour une profondeur de $H = 4 \text{ m}$ on calcule :

$$Sh = V / H = 1070 / 4 = \mathbf{267,5 \text{ m}^2}$$

➤ **Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 267,5}{3,14}} = \mathbf{18,45 \text{ m}} \qquad \mathbf{D = 19 \text{ m}}$$

III-7-2-1-2-Dimensionnement du digesteur :

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leurs quantités, les boues épaissies arrivent au digesteur avec une concentration de 80 g/l

➤ **Le débit des boues arrivant au digesteur**

$$Q_d = DX_t / 80 = 9470,47 / 80 = 118,38 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Le temps de séjour du digesteur :**

$$T_s = 15 \text{ jours [05]}$$

➤ **Le volume du digesteur :**

$$V_d = Q_d * T_s = 118,38 * 15 = 1775,7 \text{ m}^3$$

On prend $V_d = 1775,7 \text{ m}^3$

➤ **Le diamètre du digesteur :**

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1775,7}{3,14 \cdot 3}} = 27,46 \text{ m on prend : } D_d = 28 \text{ m} \quad / \quad H = 3 \text{ m}$$

➤ **La surface horizontale :**

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 28^2}{4} = 615,44 \text{ m}^2$$

➤ **Le besoin théorique en oxygène :**

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface.

Il faut 2 kg O₂ / kg MVS détruit

La masse des boues détruites par jour est de 3061,96 kg/j

$$DO_2 = 2 * 3061,96 = 6123,92 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$DO_2 = 6123,92 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

III-7-2-1-3-Dimensionnement des lits de séchage :

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à 9470,47 Kg/j

➤ **Le volume d'un lit :**

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm

On prend : e = 30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend : L = 25 m, H = 1 et B = 12 m

$$V = 12 \cdot 25 \cdot 0,3 = 90 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l

En prenant une concentration de 25 g/l le volume journalier des boues épaissies sera :

$$V_e = \frac{9470,47}{25} = 378,81 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Volume des boues épaissies par lit et par an :**

On admet que le lit sert 10 fois par an donc :

$$V_a = 10 * V = 10 * 90 = 900 \text{ m}^3$$

➤ **Volume de boue à sécher par an :**

$$V_{an} = 378,81 * 365 = 138265,65 \text{ m}^3/\text{an}$$

➤ **Nombre de lits nécessaires :**

$$N = V_{an} / V_a = 138265,65 / 900 \quad N = 153 \text{ lits}$$

$$\text{La surface totale des lits de séchage sera : } S_T = 153 * 300 = 45900 \text{ m}^2$$

III-7-2-2-Dimensionnement pour Horizon 2041 :

III-7-2-2-1-Dimensionnement de l'épaississeur :

La production journalière des boues est de :

- La boue primaire $DX_p = DBO_5e + MESe$

$$DX_p = 698,25 + 1550,82 = 2249 \text{ Kg/j}$$

- Boues secondaire $DX_s = 839,82 \text{ Kg/j}$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{totale} = DX_t = 2249 + 839,82 = 3088,82 \text{ Kg/j}$$

➤ **Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :**

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 2249 / 25 = 89,96 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 839,82 / 10 = 83,98 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Le débit total } Q_t = Q_1 + Q_2 = 89,96 + 83,98 = \mathbf{173,94 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ **La concentration du mélange :**

$$S = DX_t / Q_t = 3088,82 / 173,94 = 17,75 \text{ Kg/m}^3$$

➤ **Le volume de l'épaississeur :**

$$V = Q_t * T_s = 173,94 * 2 = 347,88 \text{ m}^3 \quad \text{on prend : } V = 348 \text{ m}^3$$

➤ **La surface horizontale :**

Soit une hauteur de $H = 4 \text{ m}$

$$S_h = V / H = 348 / 4 = 87 \text{ m}^2$$

➤ **Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 87}{3,14}} = 10,5 \text{ m}, \text{ on prend : } D = 10,5 \text{ m}.$$

III-7-2-2-Dimensionnement du digesteur :➤ **Le débit des boues arrivant au digesteur**

$$Q_d = DX_t / 80 = 3088,82 / 80 = 38,61 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Le temps de séjour du digesteur :**

$$T_s = 15 \text{ jours}$$

➤ **Le volume du digesteur :**

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 38,61 \cdot 15 = 579,15 \text{ m}^3$$

➤ **Le diamètre du digesteur :**

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 579,15}{3,14 \cdot 3}} = 15,68 \text{ m on prend : } D_d = 16 \text{ m} \quad / \quad H = 3 \text{ m}$$

➤ **La surface horizontale :**

$$Sh = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 16^2}{4} = 200,96 \text{ m}^2$$

➤ **Le besoin théorique en oxygène :**

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface.

Il faut 2 kg O₂ / kg MVS détruit

La masse des boues détruites par jour est de 981,96 kg/j

$$DO_2 = 2 \cdot 981,96 = 1963,82 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$DO_2 = 1963,82 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

III-7-2-2-3-Dimensionnement des lits de séchage :

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à 760,4Kg/j

➤ **Le volume d'un lit :**

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm

On prend : e = 30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend : L = 25 m, H = 1 m et l = 10 m

$$V = 10 \cdot 25 \cdot 0,3 = 75 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l

On prenant une concentration de 25 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{3088,82}{25} = 123,55 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Volume des boues épandues par lit et par an :**

On admet que le lit sert 10 fois par an donc :

$$V_a = 10 * V = 10 * 75 = 750 \text{ m}^3$$

➤ **Volume de boue à sécher par an :**

$$V_{an} = 123,55 * 365 = 45096,77 \text{ m}^3/\text{an}$$

➤ **Nombre de lits nécessaires :**

$$N = V_{an} / V_a = 45096,77 / 750$$

$$N = 60 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = 60 * 250 = 15000 \text{ m}^2$

Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des résultats

Désignations	unité	2031	2041
- Dimensionnement de l'épaississeur			
• Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DI	g/l	25	25
• Pour le D II	g/l	10	10
• Débit journalier reçu par l'épaississeur	m ³ /j	535	173,94
• Temps de séjour	j	2	2
• Volume	m ³	1070	348
• Hauteur	m	4	4
• Surface	m ²	267,5	87
• Diamètre	m	19	10,5
- Dimensionnement du digesteur			
• Débit des boues arrivant au digesteur	m ³ /j	118,38	38,61
• Temps de séjour du digesteur	j	15	15
• Volume	m ³	1775,7	579,15
• Hauteur	m	3	3
• Diamètre	m	28	16
• Surface horizontale	m ²	615,44	200,96
• Le besoin théorique en oxygène	kg O ₂ /j	6123,92	1963,82

Dimensionnement du lit de séchage			
• Longueur	m	25	25
• Largeur	m	12	10
• Hauteur	m	1	1
• Hauteur de boue dans le lit	m	0,3	0,3
• Volume	m ³	90	75
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	900	750
• Volume de boue à sécher par an	m ³ /an	138265,65	45096,77
• Nombre de lits	-	153	60
• La surface totale des lits de séchage	m ²	45900	15000

III-8-Coût du système d'épuration

III-8-1- Coût d'investissement

Remarque :

Cette partie n'est pas été prévue dans le début de notre mémoire, néanmoins, le calcul du cout de projet n'est pas de moins d'importance que les calculs hydrauliques et les différentes étapes de dimensionnement qu'on a fait dans les paragraphes précédents. A cet effet, nous rapportons ici les couts du projet tels qu'ils nous ont été donnés par les services techniques de l'APC de Sidi-Aissa. Ces chiffres servent à donner une idée sur le cout de projet et ne correspondent pas d'une façon rigourueses aux couts tels qu'il pourra donner le calcul avec nos chiffres de ce mémoire.

Le coût d'un système d'épuration se décompose en deux (02) entités qu'il faut distinguer :

- Les travaux de génie-Civil, qui englobe aussi, les travaux d'aménagements notés ci-dessus (terrassements, V.R.D) et les ouvrages d'épuration (bassins,...)
- Les équipements électromécaniques (turbines, racleurs, automatisation,...)

III-8-2- Coût des aménagements et Génie-Civil du système d'épuration

Le coût des différents aménagements et génie civil, en fonction du système d'épuration choisi, est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

<i>Système d'épuration</i>	<i>Coût du génie civil (D.A)</i>
<i>Boues activées à Moyenne Charge</i>	214.380.000,00

Source : APC

III-8-3- Coût des installations électromécaniques

Le coût des équipements électromécaniques n'est pas une fonction linéaire du nombre d'équivalents-habitants. A cet effet, les prix donnés dans le tableau ci-après, sont à considérer comme une approche et non comme une valeur définitive.

<i>Système d'épuration</i>	<i>Coût des équipements (D.A)</i>
<i>Boues activées à Moyenne Charge</i>	595.500.000,00

Source : APC

Le coût global d'investissement de variante de traitement sera comme suit :

<i>Système d'épuration</i>	<i>Coût d'investissement (D.A)</i>
<i>Boues activées à Moyenne charge</i>	809.880.000,00

Source : APC

III-8-4- Coût de fonctionnement des systèmes d'épuration

Le coût de fonctionnement d'un système d'épuration intègre deux (02) paramètres :

- Le coût d'exploitation
- Le coût de renouvellement des équipements électromécaniques

III-8-5- Coût d'exploitation

Les coûts d'exploitation afférents au fonctionnement de système d'épuration relèvent de plusieurs prestations :

- La main d'œuvre et la surveillance de la station ;
- L'énergie électrique nécessaire au fonctionnement des équipements électromécaniques
- L'entretien périodique des équipements, y compris les pièces de rechange d'usure.

En termes normatifs, le coût annuel engendré par l'exploitation, représente ***environ 10 % du coût des équipements.***

Nous obtenons pour le système d'épuration envisageable pour la ville de *SIDI-AISSA*, ce qui suit :

<i>Système d'épuration</i>	<i>Coût d'exploitation annuel (D.A)</i>
<i>Boues activées à Moyenne Charge</i>	59.550.000,00

Source : APC

III-8-6- Renouvellement des équipements électromécaniques :

Le renouvellement est lié à la notion de durée de vie, qui est une caractéristique difficile à définir ; car il existe la durée de vie matérielle (effective) et la durée de vie technologique.

La durée de vie est différenciée pour :

- Les ouvrages de génie-civil, atteignant trente (30) ans ;
- Les équipements électromécaniques ; atteignant à peine dix (10) ans.

La durée de vie est tributaire de certains phénomènes qui sont :

- Les conditions climatiques (grandes chaleurs, différences de températures entre le jour et la nuit, vents de sable)
- La technicité du personnel d'exploitation

On estime ce coût de renouvellement annuel à **7,5 % du coût des équipements**, d'où on obtient les valeurs dans le tableau ci- après :

<i>Système d'épuration</i>	<i>Coût de renouvellement des équipements (DA)</i>
<i>Boues activées à Moyenne Charge</i>	44.662.500,00

Source : APC

Le coût global de fonctionnement de variante de traitement sera comme suit :

<i>Système d'épuration</i>	<i>Coût global de fonctionnement (DA)</i>
<i>Boues activées à Moyenne Charge</i>	104.212.500,00

Source : APC

Le coût global du système d'épuration est de :

<i>Système d'épuration</i>	<i>Coût global (DA)</i>
<i>Boues activées à Moyenne Charge</i>	<i>914.092.500,00</i>

Source : APC

Conclusion :

Le but principal de ces traitements est la valorisation en agriculture pour l'amendement des sols comme engrais. En Algérie l'utilisation des boues comme élément fertilisant est mal connu malgré que les boues soient données gratuitement, et le seul frais à déboursier est le transport.

Chapitre IV :

Calcul Hydraulique

IV-1-Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de by-pass, conduite de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

IV-2-Emplacement des ouvrages dans le site de la station :

L'arrivée des eaux à la station d'épuration est comme suit :

- Les eaux usées et pluviales sont collectées dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage qui sert à séparer les eaux pluviales des eaux usées tel que :
- Les eaux pluviales sont déversées directement dans l'oued DJNANE et les eaux usées sont dirigées vers les différents ouvrages de la station.

A l'amont de la station, on place un autre déversoir qui est le by-pass pour éviter l'écoulement vers la station d'épuration, en cas de panne, ainsi l'emplacement des différents ouvrages va suivre le sens de la pente naturelle du terrain pour qu'on ait un écoulement gravitaire le long de la station d'épuration.

IV-3-Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

IV-3-1-Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

Tableau IV.1 : Côtes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	651
Dessableur-déshuileur	650
Décanteur primaire	649
Bassin d'aération	647,5
Décanteur secondaire	647,57
Bassin de désinfection	644

Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages :

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB}$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q : débit en m³/s ;

L : longueur de la conduite

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A

C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B

A. Diamètre

D'après la formule DARCY WEISBACH le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}}$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles

IV-3-2- Longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Tableau IV.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Dessableur-deshuilleur	11
Dessableur-déshuilleur – Décanteur I	14
Décanteur I – Bassin d'aération	16
Bassin d'aération - Décanteur II	19
Décanteur II - Bassin de désinfection	21

IV-3-3-Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

- P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$\begin{aligned} & P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2} \\ \text{On pose : } & P_1/W = H_1 \quad \text{et} \quad P_2/W = H_2 \\ \text{Donc : } & H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2} \end{aligned}$$

$$C_{p1} = H_1 + Z_1 : \text{cote piézométrique au point (1).}$$

$$C_{p2} = H_2 + Z_2 : \text{cote piézométrique au point (2).}$$

$$C_{p1}' = C_{p2} + H_{1-2}$$

IV-3-4-Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques :

a- Conduite dégrilleur -désableur (A-B)

On a :

Côte du radier du dégrilleur(A) : 651m;

Hauteur d'eau : 1m

D'où : $C_{pA} = 652$ m

Côte du radier du désableur-déshuileur(B) : 648,3m

Hauteur d'eau : 2,5m

D'où : $C_{pB} = 650,8$

$L = 11$ m

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[4]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \quad D = \sqrt[4]{\frac{0,001052 * 11 * 0,185^{1,77}}{651 - 650,8}} \Rightarrow 0,294\text{m}$$

DN=300mm

❖ Cote piézométrique

$$\text{D'où on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^{\beta}}{D^m} = 651 - 0.201 \Rightarrow C_{PB}' = 650,80\text{m}$$

b- Conduite dessableur – Décanteur I (A-B)

$C_{PA}' = 650,80\text{m}$

Côte du radier du bassin de décantation (B) : 647,5m;

Hauteur d'eau : 3 m

D'où : $C_{PB} : 650,5$

$L = 14\text{m}$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^{\beta}}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 14 * 0,185^{1,77}}{650,80 - 650,5}} = 0.284\text{m} \quad \text{DN}=300\text{mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$\text{D'où on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^{\beta}}{D^m} = 650,80 - 0.233 \Rightarrow C_{PB}' = 650.56$$

c- Conduite Décanteur I - bassin d'aération (A-B)

$C_{PA}' = 650.56\text{m}$

Côte du radier d'aérateur (B) : 646,5 m ; Hauteur d'eau : 4m

D'où : $C_{PB} : 650,5$

$L = 16\text{m}$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^{\beta}}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 16 * 0,185^{1,77}}{650,56 - 650,5}} = 0.409\text{m} \quad \text{DN}=500\text{mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$\text{D'où on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^{\beta}}{D^m} = 650.56 - 0.023 \Rightarrow C_{PB}' = 650,53\text{m}$$

d- Conduite bassin d'aération – décanteur II (A-B)

$C_{PA}' = 650,53\text{m}$

Côte du radier du bassin de clarification(B) :644m ;

Hauteur d'eau : 4 m

D'où : C_{PB} :648m

L=19m

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 19 * 0,185^{1,77}}{650,53 - 648}} = 0.194m \quad \text{DN}=200mm$$

❖ Cote piézométrique

$$D'où on aura : C_{PB}' = C_{PB} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 650.51 - 2.19 \Rightarrow C_{PB}' = 648,32m$$

e- Conduite décanteur II - bassin de désinfection (A-B)

$C_{PA}' = 648,32m$

Côte du radier du bassin de désinfection(B) :643m ;

Hauteur d'eau : 4 m

D'où : C_{PB} :647m

L=21m

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 21 * 0,185^{1,77}}{648,32 - 647}} = 0.227 \quad \text{DN}=300mm$$

❖ Cote piézométrique

$$D'où on aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 648,32 - 0,349 \Rightarrow C_{PB}' = 647,97m$$

Chapitre IV: Calcul hydraulique

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau IV.3. : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
-Dégrilleur	651	650	1	651
-Dessabler-déshuileur	650	648.3	2.5	650.8
-décanteur primaire	649	647.5	3	650.56
-bassin d'aération	647.5	646.5	4	650.53
-décanteur secondaire	647.57	644	4	648.32
-bassin de désinfection	644	643	4	647.97

Conclusion :

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

- Dimensionner le déversoir d'orage
- Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station;
- Déterminer les longueurs, les diamètres et les vitesses des conduites reliant ces ouvrages;
- Calculer les pertes de charge et les cotes piézométriques dans chaque point.

Chapitre V:

Gestion et Exploitation De la station

V-1- Introduction :

Le bon fonctionnement et la durée de vie de d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien au parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs, etc...

V-2- Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- ✓ Mesure de débit
- ✓ Mesure de pH et de la température

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimale du bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Recherche des substances toxiques
- Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- ✓ Le taux de recirculation des boues
- ✓ Le taux d'aération
- ✓ Le taux des boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS/l

Si :

- ❖ $MVS > 4g/l$ on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération
- ❖ $MVS < 4g/l$ on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération

Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs, filtres ou centrifugeuses...).

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif.

V-3- Contrôle de fonctionnement:

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs....etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par an des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distincte afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

V-3-1- Contrôle journalier :

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de décantation et de turbidité.
- les odeurs.
- les couleurs des boues.
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire.

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

V-3-2- Contrôles périodiques :

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

V-4- Entretien des ouvrages :**V-4-1- Le dégrilleur :**

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux.
- Noter les quantités de refus journalier.
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

V-4-2- Dessableur-déshuileur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement.
- faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

V-4-3- Bassin d'aération :

- Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

V-4-4- Clarification :

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes.
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

V-4-5- Désinfection des eaux épurées :

- Maintenir le poste en état de propreté.
- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration.
- Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.
- Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité. [06]

V-4-6- Lits de séchage :

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refaits complètement, les drains seront colmatés ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

V-4-7- Épaississeur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.
- Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaississeurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

Conclusion :

Gérer et exploiter une STEP reposent essentiellement sur deux (02) critères que l'exploitant doit impérativement respecter et appliquer rigoureusement :

1- L'entretien permanent de l'ensemble des ouvrages de la STEP permet d'exploiter la station dans de très bonnes conditions et contribuer ainsi à ses performances et à l'augmentation de sa durée de vie.

2- L'hygiène et la sécurité dans le travail est un paramètre important car il y va de la santé et même de la vie de l'ensemble du personnel de la station.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

La conception des stations d'épuration en Algérie, est devenue aujourd'hui une grande nécessité, surtout avec la crise du manque de l'eau potable, c'est pour cela qu'on ne doit plus irriguer avec de l'eau potable mais avec de l'eau épurée.

Au terme de ce travail on a montré que l'implantation de la STEP de Sidi Aissa est une nécessité pour protéger le milieu récepteur qui à un caractère socio-économique très important stratégiquement soit à l'échelle locale ou nationale et conserver aussi le milieu naturel qui a un caractère rural et agricole.

Ce projet en question s'inscrit dans le contexte relevé, il vise à concevoir une station d'épuration à boues activées vu que les eaux rejetées sont biodégradables, ce qui nous permet de traiter ces eaux par ce procédé en question, ceci en tenant compte la variante à moyenne charge.

L'horizon d'étude pour le système d'épuration des eaux usées est arrêté à l'année 2041 qui nécessite ($N_h=135081$ hab, $Q_p= 1342$ m³/h, $DBO_5 = 9117,9$ kg/j).

Enfin nous espérons que notre étude à englober tous les points indispensables pour le dimensionnement de la future station d'épuration de la ville de Sidi Aissa, et qui peut servir comme document de sensibilisation des responsables locaux de la région sur les problèmes divers engendrés par la pollution des eaux et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Mais aujourd'hui, il ne suffit pas de construire des stations d'épuration mais il faut savoir comment les gérer car une station d'épuration sans une bonne gestion ne peut pas tenir longtemps ; car les performances épuratoires sont obtenues par un bon entretien des ouvrages de la station, un contrôle quotidien des équipements et des paramètres indiquant la qualité d'eau à épurer.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[01]. **ABDELKADER GAÏD** : << Épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2 >> Office de publication universitaire, Alger, 1984. 260 p.

[02]. **Y.GERVAISE, P.BLANFUNE** : <<Qualité de l'eau, environnement >> AFNOR 1994, 861p

[03]. **F.Valiron** :<< Maîtrise de la pollution urbaine, état de l'art >> Edition technique et documentation, Lavoisier.1992, 564 p.

[04]. **ALAIN DUPOUY** :<< Mémento technique de l'eau.>> Edition technique et documentation, Lavoisier.1989, 1459 p.

[05]. **Dia Prosum** : << Épuration des eaux résiduaires >> Edition EYROLLES 1975, 439 p.

[06]. **OLIVIER ALEXANDRE, CATHERINE BOUTIN, PHILIPPE DUCHENE** :
<< Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FNDAE n°22 Document technique.>> Camegref, CSTB 1998, 96 p