

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME:

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION PAR
BOUS ACTEVES DE LA VILLE DE AIN SEFRA
(W.NAAMA)**

Présenté par :

Mr LAMRI MOHAMMED

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mr M.MEDDI	Professeur	Président
M ^{me} F.DERNOUNI	MA.A	Examinatrice
M ^{me} N.CHENITI	MA.B	Examinatrice
M ^{me} C.MAZARI	MA.A	Examinatrice
M ^{me} S.BELLABAS	MA.B	Examinatrice
M ^{me} L.TAFAT	MA.A	Promotrice

Session Juin - 2013

Remerciements:

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

*J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promotrice M^{me} : **Tafat leila***

Mes remerciements également à :

Tout le personnel de l'ENSH et en particulier ceux de la bibliothèque ;

*Monsieur **KAIHEL** qui travail à la steep de -Ain sefra- de son aide ;*

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;

*Mes frères : **Mustapha, boudjema, hamo** et tous mes amis.*

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères et à ma sœur, ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (maman que Dieu me garde);

Aux âmes nobles de mes oncles : Ahmad, Kada, Mohamed, Aziz, Lakhdar et Khaled

A ma grand-mère paternelle que Dieu la garde ;

A mon frère mustapha, bodjema-hamo-laarbi-abbas-selimane-djelloul-wafi-amin-mes sœurs Nadia et Férial et Lamia .

A mes amis : ghani bogtob-seddik-maimoun-hamid-bokholkhal-kabo-majid-khalfaoui-wadoud-said-amin45-kada-rida-habib-bochiha-ghni32-amin14-sid ali-chebab-kadichou-seide-yacine-hachmi-abd eldjabbar-kessam-khalek- Limane-salem-dinawi-samir-hawari.

A toute ma promotion 2013 sans exception ;

A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

Lamri-Mohammed

ملخص:

إن الهدف الاساسي من دراسة مشروع محطة التصفية بمدينة عين الصفراء ولاية النعامة هو تحسين الظروف البيئية بالإضافة الى الحفاظ على محيط "واد عين الصفراء" وحماية الصحة العمومية لاستغلال مياه هذا الأخير فسي سقي الأراضي الفلاحية.

المدينة مجهزة بشبكة احادي تضمن صرف المياه الخام في المستقبل نحو موقع المحطة

تطرقنا في هذه المذكرة الى كيفية تجسيد هذه المحطة ذات قدرة الاستيعاب 11760 متر مكعب في اليوم وهذا يتم على مرحلتين اساسيتين :

- تتمثل الاولى في معالجة التلوث الناتج عن التجمع السكاني 98 الف نسمة لا فاق 2030

- بينما تتناول المرحلة الثانية اشغال توسيع المحطة لضمان قدرة الاستيعاب الى 128 الف نسمة

وقد انتهجنا في هذه المرحلة الطريقة البيولوجية بالوحل المنشط بحمولة ضعيفة.

Résumé:

L'étude de projet de la station d'épuration à boues activées de la ville de AIN SEFRA wilaya de NAAMA à pour but, d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux de l'oued AIN SEFRA.

Ce projet est inclus dans le cadre du développement durable dans les régions ayant des capacités considérables que ce soient industrielles où agricoles.

Les eaux brutes arrivent à la station d'épuration par l'intermédiaire d'un réseau unitaire.

La réalisation d'une station d'épuration des eaux usées d'une capacité de 11760 m³/j, qui se fait en deux phases:

La première phase permettra de traiter la pollution de 98000 équivalent habitant à l'horizon de 2030

L'extension (2eme phase) correspondent à une augmentation de la capacité initiale de la station soit une capacité de 128000 équivalent habitant. Le principe de traitement envisagé est à faible charge..

SUMMARY:

The study of the project of purification station of AIN SEFRA(NAAMA) aims to ameliorate and improve the ecological conditions of the province as well as the waters quality of Oued AIN SEFRA..

This project is included in future framework of the sustainable development in different regions of NAAMA, These regions have considerable capacities both industrial and agricultural.

The waste water reaches the station by an intermediary of a Unitarian network this study aims at realizing a wastewater treatment plant with a capacity that equals 11760 cubic meters a day. This station is made into two phases;

The first phase will permit to treat pollution resulting from the agglomeration of 98 000 inhabitants in horizons 2030.

The second phase consists of extension workshops. These latter correspond to an increase of the initial capacity of the station with 128000 equivalent habitants, the principle of treatment considered is of a biologic purification by activated mud with an average faible charge.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : présentation de la ville

I.1.Introduction :	1
I.2.Situation géographique :	1
I.3.Situation régionale :	1
I.4. Les caractéristiques du milieu physique :	3
I.5.Les données climatiques :	4
I.5.1. Les températures :	4
I.5.2. Les précipitations :	5
I.5.3. Les vents :	5
I.5.4.Humidité relative :	6
I.5.5. Gelee blanche :	6
I.6.Le géologie ethydrogéologie :	7
I.7. La sismicité de la région :	7
I.8.Les potentiels de la ville :	8
I.9.Situation hydraulique :	10
I.10.Situation démographique :	11
I.11.Conclusion :	11

Chapitre II : Caractéristiques des eaux usées

II.1. Introduction :	13
II.2.Origine des eaux usées :	13
II. 2.1. Les eaux usées domestiques :	13
II.2.2. Les eaux usées industrielles :	13
II.2.3. Les effluents agricoles :	14
II.2.4. Les eaux de ruissellement :	14
II.3. La pollution des eaux usées :	14
II.3.1 Les différents types de pollution :	14
II.4.les Charges polluantes :	21
II.4.1Charges en DBO5 :	21
II.4.2.Charges en MES :	21
II.5.les normes de rejet :	21
II.6. conclusion :	22

Chapitre III : Les procédés d'épuration par boues activées

III.1.Introduction :	23
III.2. Le relevage :	24
III.3. Les prétraitements :	24
III.3.1. Le dégrillage :	24
III.3.2.Tamisage :	24
III.3.3. Le déssablage :	24
III.3.4. Le dégraissage-déshuilage :	24
III.4. Les traitements primaires :	25
III.5. Les traitements secondaires :	25
III.5.1 Les traitements physico-chimique :	25
III.5.2. Les traitements biologiques :	26

III.6. traitements tertiaires ou complémentaires	34
III.7. conclusion.....	34

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1. Analyse des eaux usées et estimation de la pollution :	35
IV.1.1. définition:.....	35
IV.1.2. Paramètres des analyses :	35
IV.1.3. Interprétation des résultats :	36
IV.1.4. Calculs de base pour le dimensionnement :	36
IV.1.5. conclusion :	40
IV.2. Les prétraitements :	41
IV.2.1. Introduction :	41
IV.2.2. Calcul du dégrilleur :	41
IV.2.3. Le dessablage-déshuilage :	44
IV.2.4. Conclusion	49
IV.3. Les traitements primaires :	50
IV.3.1. Introduction :	50
IV.3.2. Dimensionnement du décanteur primaire :	50
IV.3.3. conclusion :	54
IV.4. Les traitements secondaires :	55
IV.4.1. Introduction :	55
IV.4.2. Dimensionnement du bassin d'aération et le clarificateur (étude de la variante à moyenne charge) :	55
IV.4.3. calcul du bassin d'aération et le clarificateur (variante moyenne charge) :	62
l'horizon 2040 :	62
IV.4.4. Dimensionnement du bassin d'aération et le clarificateur (la variante à faible charge) a l'horizon 2030:	64
IV.4.5. Calcul du bassin d'aération et le clarificateur (a faible charge) al'horizon 2040:	69
IV.4.6. conclusion :	71
IV.5. Traitement tertiaire (désinfection) :	72
IV.5.1. Introduction :	72
IV.5.2. Dose du chlore à injecter.....	72
IV.5.3. Conclusion:	73
IV.6. Traitement des boues :	74
IV.6.1. Introduction :	74
IV.6.2. variante à moyenne charge.....	74
IV.6.3. variante a faible charge :	80
IV.6.4. Conclusion :	82

Chapitre V : Aspect économique

V.1. Introduction :	83
V.2. Le coût d'investissement :	83
V.3. Le coût de fonctionnement :	83
V.4. Coût de la variante à moyenne charge :	83
V.4.1. Coût d'investissement :	83
V.4.2. Coût de fonctionnement :	86
V.4.3. Calcul du prix du m ³ d'eau traitée :	86

V.4.4.Le coût total de la station :	86
V.4.5.Le coût de m ³ d'eau épurée:.....	87
V.4.6.Le cout de m ³ sans les frais d'amortissement :	87
V.5.Coût de la variante à faible charge :	87
V.6. Conclusion :	87

Chapitre VI : Calcul hydraulique

VI.1. Introduction :	88
VI. 2.Emplacement des ouvrages dans le site de la station :	88
VI.3.Déversoir d'orage :	88
VI.3.1.A l'amont du déversoir :	88
VI.3.2.A l'aval du déversoir :	89
VI.3.3.Dimensionnement du déversoir d'orage:	89
VI.3.4.Dimensionnement de la conduite de fuite :	89
VI.3.5.Dimensionnement de la conduite By-pass :	89
VI.4.Profil hydraulique	90
VI.4.1.Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages :	90
VI.5.Conclusion :	93

Chapitre VII : Gestion et exploitation de la station

VII.1.Introduction :	94
VII.2.Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :	94
VII.3.Contrôle de fonctionnement:	95
VII.3.1.Contrôle journalier :	95
VII.3.2.Contrôles périodiques :	96
VII.4.Entretien des ouvrages :	96
VII.4.1.Le dérailleur :	96
VII.4.2.Déssableur-déshuileur :	96
VII.4.3.Bassin d'aération :	97
VII.4.4.Clarification :	97
VII.4.5.-Désinfection des eaux épurées :	97
VII.4.6.Lits de séchage :	97
VII.4.5.Epaississeur :	98
VII.5.Conclusion :	98
Conclusion générale	

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation générale de la wone d'étude

Tableau I-1 : Délimitation du périmètre.....	2
Tableau I-2: Répartition mensuelle des pluies moyenne	3
Tableau I-3: Température moyenne mensuelle	3
Tableau I-4 : Moyenne mensuelle de l'humidité relative	5
Tableau I-5 : Vitesse du vent.....	5
Tableau I-6: Moyennes mensuelles de l'insolation	6
Tableau I-7 : Nombre moyen de jours de gelée	7
Tableau I-8: Classification de climat selon MARTON.....	8
Tableau I-9 : résultats d'analyses de l'échantillon de sol.....	14
Tableau I-10 : Qualité de l'eau de la nappe captive de Chellala.....	16
Tableau I-11 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique	17
Tableau I-12 : Classification des eaux en fonction de SAR.....	18

Chapitre II : Etude Hydrologie

Tableau II-1 : Caractéristiques de la station pluviométrique.....	19
TableauII-2: serie des pluies (station ELBayadh)	19
Tableau II-3 : teste de wilcoxon	22
TableauII-4: Ajustement à une loi log-normale	25
Tableau II-5 : Ajustement à une loi normale.....	26
Tableau II-6 : Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm.....	30
Tableau II-7 : les valeurs de $P_{moy 80 \%}$	30

Chapitre III : Evaluation des besoins en eau des cultures

Tableau III-1 : Les résultats de l'ET0 obtenir à l'aide du logiciel CROPWAT	36
Tableau III-2 : Les précipitations efficaces.	37
Tableau III-3: surface occupée par les différentes cultures.	39
Tableau III-4: Représentation de l'assolement choisi	40
TableauIII-5 : Le coefficient cultural K_c des quelques cultures.....	41
TableauIII-6 : calcule ETM(mm)	42
TableauIII-7 : les valeurs de profondeur d'enracinement ($Z(cm)$)	43
TableauIII-8 : les valeurs de RFU en (mm) de chaque culture.....	43
TableauIII-9 : les besoins en eau des cultures B (mm).....	44

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'irrigation

Tableau V-1 : Caractéristiques du réservoir	50
Tableau V-2: calcul de débit aux bornes.....	52
Tableau V-3: les diamètres des différents tronçons est vérification des vitesses admissibles et les pertes de charges de chaque borne.	53

TableauV-4 :les valeurs des pression en chaque borne	55
--	----

Chapitre VI : Evaluation de cout de projet

Tableau VI-1 : Factures des prix des conduites de réseau principale.....	66
Tableau VI-2 : calcul du volume de déblai.	67
Tableau VI-3: calcul du volume de sable.....	68
Tableau VI-4: calcul du volume de remblai.....	68
Tableau VI-5 : Volumes et coût des travaux total.....	69
Tableau VI-6 : Calcul le cout du réseaud'aspersion.....	69
Tableau VI-7 : Calcul le cout du réseau de goutte à goutte.....	69
Tableau VI-8 : facture de main d'œuvre.....	70

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	73
Tableau VII.2 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet	74

Liste des Figures

Chapitre I : présentation de la ville :	
Figure N° :I.1. situation géographique de la ville de Ain sefra	2
Figure N°:I.2. situation géographique de la ville de Ain sefra dans (w.NAAMA)	3
Figure N° I.3 : carte de zonage sismique du territoire national	8
Chapitre III : Les procédés d'épuration par boues activées :	
Figure N° :III.1 : Chaîne de traitement d'une eau usée.....	23
Figure N° :III.2 :Le bilan global de la métabolisation de la matière organique	27
Figure N° :III.4: système d'épuration par lagunes aérées	29
Figure N° :III.6 : disque biologique.....	31
Figure N° :III.7 : Schéma Du Principe De L'épuration Par Boues Activées.....	32
Figure N° :III.8 : Traitement à boue activée à faible charge	33

Liste des planches :

Planche N°01 : Plan de masse de la station d'épuration de la ville de AIN SEFRA

Planche N°02 : Vue En Plan De La Station

Planche N°03 : Ouvrages De La Station D'épuration (prétraitement)

Planche N°04 : Ouvrages De la station D'épuration (traitement biologique)

Planche N°05 : Profil Hydraulique De La station.

INTRODUCTION GENERALE :

De nos jours, les eaux domestiques usées doivent être épurées avant d'être renvoyées vers les rivières ou la mer, où elles réintègrent le cycle de l'eau. A ce stade, ces eaux doivent répondre à des normes de qualité fixées par les autorités responsables de la gestion des ressources en eau.

De par leur fonction, certaines zones du milieu naturel requièrent également une qualité microbiologique accrue car elles constituent un facteur de propagation d'épidémies, par l'ingestion des pathogènes qu'elles comportent par exemple. C'est le cas notamment des zones comprenant les eaux de baignade, les eaux conchylicoles et les eaux servant à l'irrigation.

Il s'agit donc ici d'une problématique environnementale qui mérite une attention particulière car l'impact sur la santé humaine peut s'avérer fort important.

L'épuration des eaux usées a pour objectif de rejeter dans le milieu naturel des eaux d'une qualité suffisante que pour altérer le moins possible le milieu récepteur. Certaines valeurs de référence officielles concernant la concentration en micro-organismes « dans les zones dites sensibles » ont été adoptées en vue de fixer des seuils au-delà desquels il est nécessaire de s'inquiéter de la qualité de l'eau afin de préserver la santé publique.

Nous verrons que les systèmes d'épuration rassemblent une série de dispositifs empruntés successivement par les eaux usées. Chacun de ces dispositifs est conçu pour extraire tour à tour les différents polluants contenus dans les eaux.

Chapitre I : présentation de la ville :

I.1.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 :

I.2.Situation géographique :

La commune d'Ain Sefra est située au sud-ouest de la wilaya de Naama. Elle fait partie de l'Atlas Saharien entre la limite Sud des hautes plaines de l'Ouest au Nord et la zone Saharienne au Sud la commune est bordée par :

- Les communes de Naama et Ain Ben Khelil au nord.
- La commune de Tiout a l'Est
- La commune de Moghrar au Sud
- La commune de Sfissifa à l'Ouest

Ain Sefra est le chef- lieu de la Daïra du même nom. Elle est composée de deux communes : Ain Sefra et Tiout. Le territoire communal est occupé en grande partie par des formations naturelles hostiles. Les établissements humains occupe le couloir montagneux orienté Nord- Est/Sud-Ouest formé de deux djebels, Aissa à l'Est et Morhad à l'Ouest ainsi que Djebel Mekhter et la forêt de pins au Sud, auxquelles s'est associé un cordon de dunes, d'où l'originalité de son site.

Les établissements humains sont comme suit :

- Ain-Sefra, l'agglomération chef-lieu,
- Les localités de Tirkount et Mékalis au nord,
- La localité de Belhendjir, au sud,
- Les lieux dits : Boughellaba, Ben Douma et Tirkount EL Fougania.

I.3.Situation regionale :

Ain Sefra représente le troisième pole urbains de la wilaya après le chef-lieu de Wilaya Naama et Mechria. Cette situation donne à la commune d'Ain Sefra et plus particulièrement son chef-lieu un rôle de centre régional important. Ce rôle se traduit par la forte concentration des équipements, des commerces, services, ainsi que le souk hebdomadaire du lundi qui lui confère un caractère d'attraction et d'échange d'une grande importance. Les différents équipements et infrastructures dont dispose le chef lieu, en plus de sa position comme étant le passage obligé entre le Tell Oranais et le Sahara Sud-Ouest ont assuré sa

fonction de transit et son rôle de contact non seulement au niveau régional mais aussi au niveau national.

Le vaste territoire de la commune d'Ain Sefra dispose d'un réseau routier qui compte principalement :

- un tronçon de la route nationale N°6 sur une distance de 41 Km , cette route relie Ain-Sefra à Bechar d'une part et à Oran d'autre part .
- la route nationale N°47 sur 54,7 Km, qui assure la liaison entre Ain sefra et El Bayadh
- le chemin de willaya sur 14 Km²

La commune d'Ain-Sefra compte aussi un réseau de piste assurant les différentes liaisons routières communales. D'autre part, la commune dispose d'une voie de chemin de fer qui relie Bechar à Mohammedia, mais les problèmes de vétusté et d'ensablement de plus en plus fréquente ont conduit la SNTF à envisager son renouvellement en voie large jusqu'à Béchar.

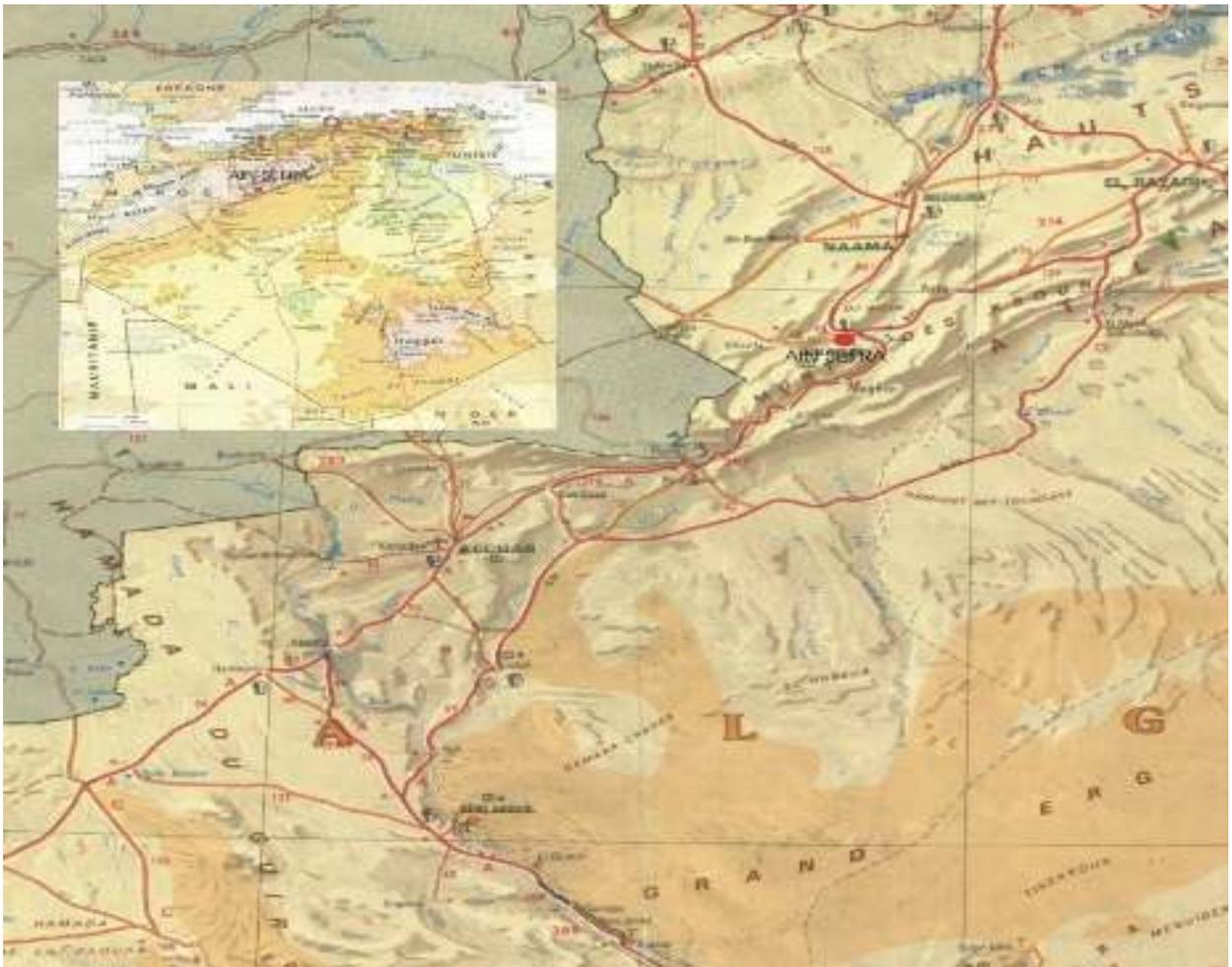


Figure N° :I.1.situation géographique de la ville de Ain sefra.

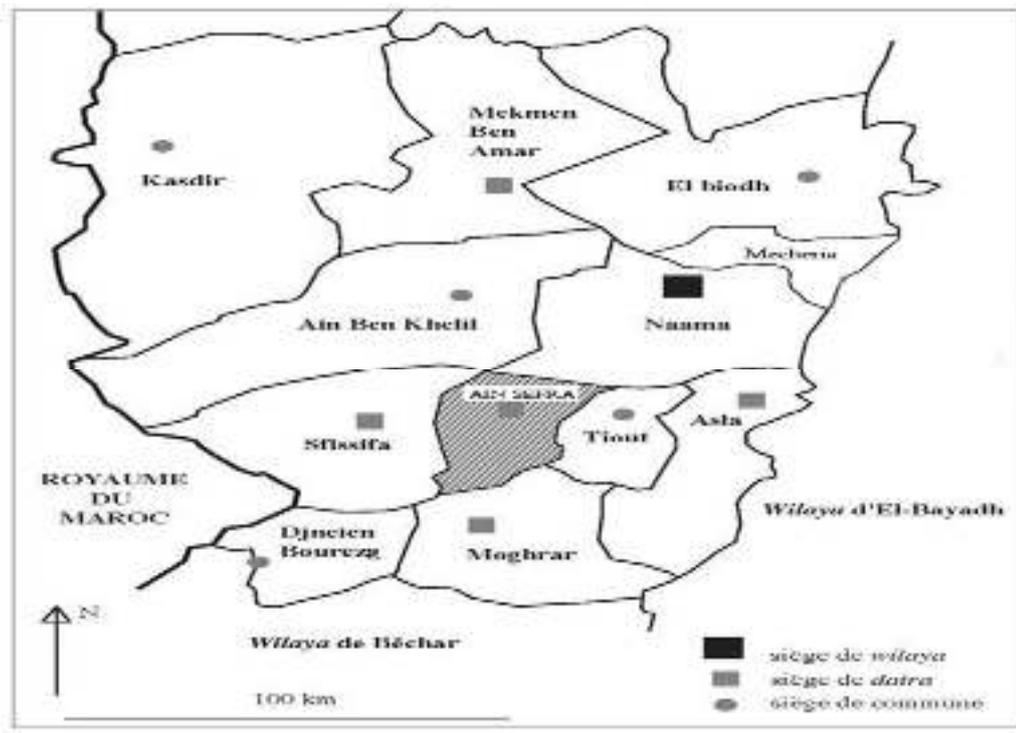


Figure N°:I.2. situation géographique de la ville de Ain sefra dans (w.NAAMA)

I.4. Les caractéristiques du milieu physique :

D'une superficie de 1045 km², la commune d'Ain Sefra se situe dans la partie Sud de la wilaya de Naama dont le territoire s'étend sur 27137 Km².

Son milieu Physique se caractérise par les unités morphologiques suivantes :

- **L'unité des hautes collines :**

Cette unité occupe une superficie vaste du territoire de la commune. Elle est représentée au Nord Ouest par djebel AISSA et au Sud par djebel Mekter. Elle fait partie des monts des Ksour qui sont représentés dans cette région par un relief collinaire caractérisé par des profondes vallées qui dominent d'épaisseurs de calcaire et de grés

Les versants sont rectilignes et caractérisés par des pentes assez raides

Le système de drainage est dendritique et fortement disséqué en forme de V.

- **Vallée de Ain sefra :**

L'agglomération d'Ain Sefra se trouve encaissée dans une vallée entre la Djebel Aissa et Djebel MeKhter. Elle occupe le fond d'un couloir montagneux nord –Est à sud –Ouest Formé par deux grands Djebels parallèles, à l'Est, le Djebel Aissa et à l'Ouest, le Djebel Morhad.

Ce couloir. Fait pénétrer les steppes dans la chaîne de l'Atlas. Saharien, le Faidjet et Betoum, Appuyé Sur un cordon de dunes que le vent entasse au pied du Djebel MeKter, le

Ksar est séparé du centre ville par l'Oued Ain sefra qui est grossi par l'Oued TirKount et l'Oued El Bredj. Au Nord de la ville le Djebel Aissa (2250m) s'étend sur 32 Km, alors qu'au Nord Ouest, le Djebel Morhad (2135 m) s'étend sud 24 Km. Ils constituent les deux paravents du couloir qui aboutit au. Djebel MeKter le plus massif des Djebels de la région, long de 30 km et large de 20km. Il domine le site avec 2062m au Ras chergui, c'est au niveau de son piémont que s'accumule le sable en un cordon de dunes Sud –Ouest Nord – est.

- **L'unité de plateau :**

A l'Est d'Ain sefra, un plateau s'étend entre le Djebel Aissa et Djebel Djara au Sud –Ouest qui encadrent l'Oasis du tiout Au de la du Djebel Djara s'étend du Sud –Ouest au Nord –Est la chaîne des monts des Ksours. A l'Ouest d'Ain Sefra, le plateau se termine en cul de sac, avec du Nord –Ouest au Sud –est le Djebel El Hairech, Barhia, Djebel Saïga, Djebel Mzi Mir El Djebel qui vient s'accorder sur le Djebel MeKter. L'altitude moyenne d'Ain Sefra est de 1080m et celle de Tiout.

I.5. Les données climatiques :

Ain Sefra appartient à l'étage bio –climatique aride moyen. Elle est caractérisée par un climat continental accentué par l'altitude subissant les influences directes de la steppe et les influences de la zone saharienne. L'étude du climat s'est faite à partir des données de Seltzer en se référant à la station de Ain Sefra.

Dans ce présent rapport, nous présenterons quelques données à savoir (Température, pluie, gelée blanche, la grêle ...).

I.5.1. Les températures :

Tab.n° I.1: les valeurs mensuelles moyennes de la température (periode1996/2011)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
T°C (moyenne annuelle)	5.40	7.80	10.1	13.3	17.5	23.4	28.7	28.6	24.5	17.3	10.9	6.54

Source : ANRH

D'après ce tableau ci –dessus on constate que les températures traduisent la prépondérance des influences continentales sud –Sahariennes qui se manifestent par un été très chaud, sec.

Le maximum des températures s'observe au mois de juillet, Août, Septembre, alors que le minimum est enregistré en mois de janvier et Février.

I.5.2. Les précipitations :

L'agglomération d'Ain-sefra connaît une pluviométrie très irrégulière et peut varier considérablement d'une année à l'autre.

Les valeurs des précipitations mensuelles moyennes sont représentées dans le tableau suivant :

Tab.n^o-I.2 : distribution des précipitations mensuelles moyennes (période 1996/ 2011)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuelle
pluie (mm)	24	25	30	27.5	24.6	25.3	35	32	25	12.4	5.2	6	276

Source : ANRH

D'après ce tableau on remarque que les mois pluvieux sont : Septembre à Mai ; et les mois secs sont : juin, juillet et Aout.

. Elles sont élevés aux hauts sommets des monts du Ksour(Djebel Aissa plus de 400mm).

I.5.3. Les vents :

Le vent est un des éléments les plus caractérisant du climat d'Ain –Sefra et cette approche tente de cerner les données climatiques générales avec leurs variations locales éventuelles d'ou la nécessité de définir le micro –climat qui prédomine dans l'agglomération d'Ain –Sefra.

Ainsi la direction des vents peut varier dans le courant d'une même journée.

Aux mois d'Avril et Octobre, des vents de sables du nord –Est soufflent sur Ain Sefra et virent progressivement à l'Est et Sud –Est.

Les vents habituels sont des vents du Sud –Ouest qui se tournent dans la journée du Sud –Nord au Nord –Ouest. Le siroco, vent du Sud souffle de 8 à 10 jours par année.

Tab.n^o-I.3 : les valeurs mensuelles moyennes des vitesses du vent (période : 1996/2011)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vitesse (m/s)	3,29	3,4	3,24	3,3 3	3, 4	3,9 4	3,88	4,34	4,34	4,1 4	3,99	3,4 2

Source : ANRH

I.5.4. Humidité relative :

Le climat dans la commune de ain sefra est sec à forte variation annuelle, la sécheresse est particulièrement grande du mois de juin au mois de septembre surtout aux heures chaudes de la journée.

Les valeurs de l'humidité sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tab.n^o-I.4 : la distribution mensuelle moyenne de l'humidité (période : 1996/2011)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
(%)	72	70	69	66	61	51	35	33	40	52	65	72

Source : ANRH

I.5.5. Gelee blanche :

Pour Ain Sefra qui se situe au pied de deux massifs, le nombre de gelée blanche est de 64 jours en moyenne par année.

La neige : résiste plusieurs jours sur les sommets des massifs du Djebel Aissa et Morhad du Décembre à Février.

Vu que la superficie communale d'Ain sefra est formée essentiellement de relief montagneux, il est à déduire un réseau hydrographique assez important, vers les dépressions, et de ce fait l'écoulement est endoréique mais faible est intermittent. Le lit de ces Oueds est façonné d'arbustes et de gh'dir (mares) éloignés les uns des autres.

L'oued Breidj reçoit les eaux de l'oued Sfissifa et de l'oued Tibbib et draine les versants Nord du Mzi du Mir El Djebel et du Mekther.

L'oued TirKount qui vient du Nord, draine les eaux du djebel Morhad et du Djebel Aissa.

La jonction entre ces deux oueds se fait au centre de la ville d'Ain Sefra, ce qui va formé . J'oued Ain Sefra.

Celui –ci, en se dérangeant vers l'Est, reçoit l'oued Tiourtelt puit change de direction, pour aller vers le Sud où il reçoit successivement, l'oued somme, l'oued Moghrar, et prend le nom de l'oued Namous qui va se perdre dans les sables du grand Erg –Occidental.

Ces oued sont intermittents, leur nombre important ne signifie aucunement qu'ils sont importants du point de vue valeur hydrographique.

Ils sont la conséquence des eaux de ruissellement occasionnées par les orages et les rares précipitations.

Les données climatologiques viendront renforcer cet état de fait.

I.6. Le géologie et hydrogéologie :

Les quatre ensembles topographiques qui constituent la commune d'Ain Sefra correspondent à quatre séries géologiques. Ainsi l'ensemble de montagnes est constitué de :

- 1 –Le crétacé inférieur avec les formations continentales intercalaires (argiles et grés) qui sont fort importants point de vue hydrogéologie.
- 2 –Le jurassique supérieur représenté sur le terrain par les bandes calcaires –argiles.
- 3-Le 3ème ensemble formé de collines. Ces dernières sont constitués par des matériaux déposés au crétacé moyen et au quaternaire.
4. Le 4ème ensemble, correspond au remplissage quaternaire continental schématisé par les alluvions des terrasses, les alluvions actuelles et limons dans les daïas et lits d'oueds.

Nous pouvons dire que deux importantes couches géologiques forment cette région.

- 1 –Le continental intercalaire qui va servir de réservoir d'eau probablement le réservoir de presque toutes les sources de la région.
- 2 –Le quaternaire, éventuel lieu de localisation des zones quaternaire, éventuel lieu de localisation des zones pédologique formations géologiques superficielles.

La constitution des séries géologiques des massifs montagneux tel que le crétacé inférieur (caractérisé par la formation continentale inter –calcaire argiles et grés) et le jurassique supérieur (calcaires argiles) conféré à ces reliefs de rôle de « réception » et de distribution d'eau autrement dit, ils alimentent sur les piémonts des massifs montagneux :

-Pour Djebel Aissa, on peut citer Ain Boudemma et Ain Beida.

-Pour Djebel Mekhouna et Ain El Djira.

Et par voie de puits dans les zones de contact tels que :Oglat Akerma (TirKaunt station) et hassi slimane (piémont Nord de Mir El Djebel).

Ces énumérations de sources et puits de prouver que le problème de l'eau dans la commune de Ain Sefra ne se pose par en terme de quantité.

I.7. La sismicité de la région :

La ville de ain sefra est située dans une zone où les activités sismiques sont très faibles.

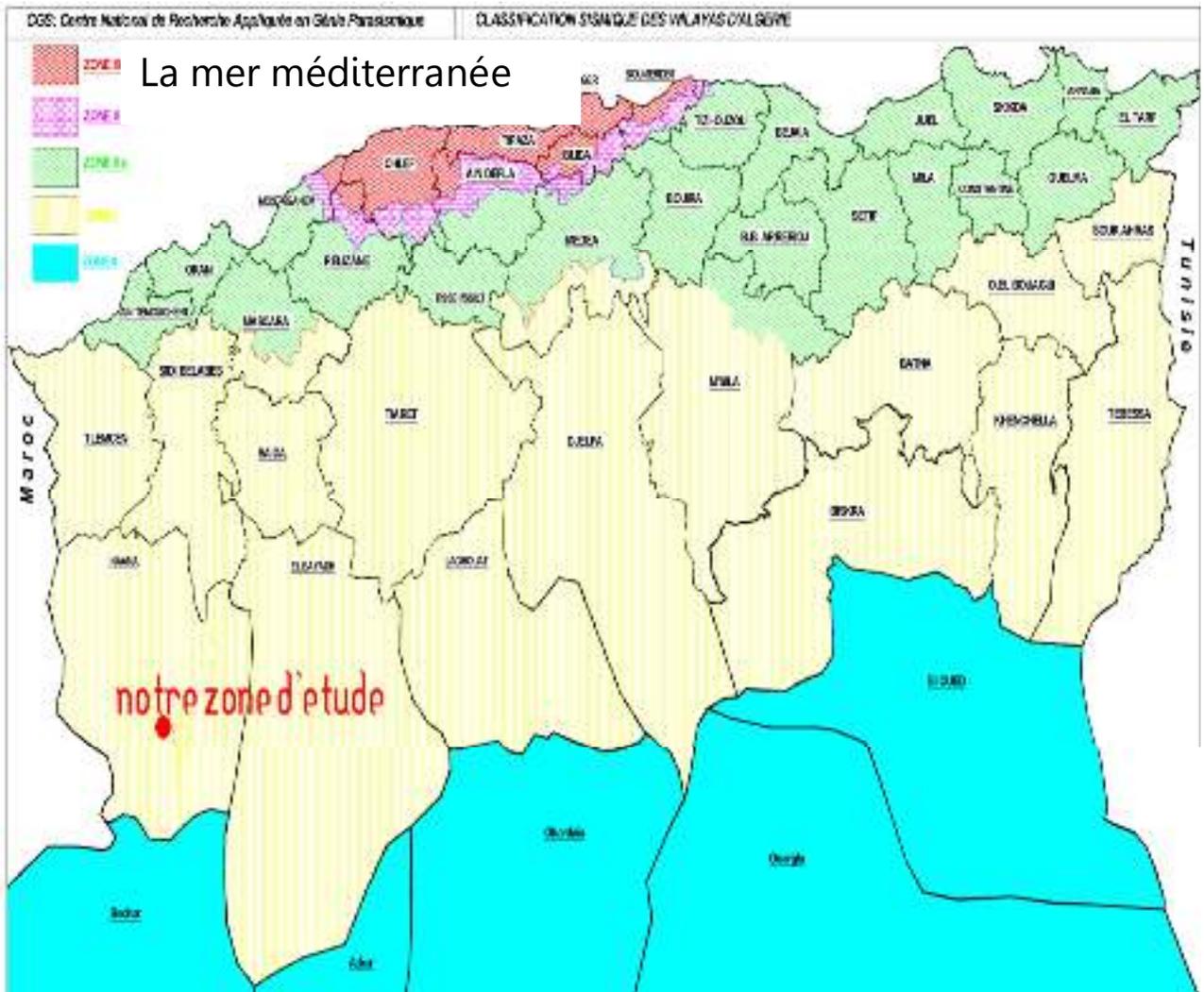


Figure I.3 : carte de zonage sismique du territoire national

D'après la figure ci-dessus on remarque que notre zone d'étude se situe dans la zone I donc il n'y a pas de prescription parasismique particulière pour les bâtiments et les ouvrages de la station d'épuration

1.8. Les potentiels de la ville :

1.1. Potentialités naturelles :

- **La zone forestière**

Les principales essences forestières formant des forêts très claires, sont représentées par le chêne vert, les genévriers (oxycèdre et de phoenicie.) et le thuya de berberie. Et très faiblement par le pin d'Alep et le lentisque. Le « Betoum » (Pistachai atlantica) et le jujubier (Zizphus lotus) se localisent très faiblement au bas fond et au bas versant

Les raisons de la dégradation du couvert végétal sont multiples : (Aridification du climat, action de l'homme etc.....). Les nappes alfatières constituent une zone de transition à rôle important dans la conservation du sol contre l'érosion.

- **Zone des parcours steppiques :**

Elles sont marquées par d'importantes associations vivaces (pérennes) auxquelles s'ajoute un cortège varié souvent important d'espèces annuelles:

- la sparte (Sengha) à l' Atractylis (Sarr)
- l' Atractylis « Remt » (Arthrophytum scoparium)
- le « Metnem » (thymélia microphyla) et « le Kdad » (Astragales arma)

2. Les potentialités agricoles :

Le tableau suivant ne tient pas compte des périmètres annulés.

Tab n°I.5.les périmètres agricoles de laville de AIN SEFRA.

localisation	Superficie(ha)	% par rapport au total
Blhendjir	207.62	26.91
El-Ach	190.18	24.65
El-Hammar	161.50	20.94
Tirkount	96.42	12.50
El-Mhissrat	86.67	11.24
Dir Hirech	24.58	3.19
Boughelaba	4.50	0.57
Total	771.47	100

Source: subdivision DSA Ain-Sfra

Le potentiel agricole est de 1239,32 ha de terres cultivés avec différentesvariétés de cultures. Seulement ce secteur connaît beaucoup de difficultés car presque la totalité de ces terres s'inscrivent dans le cadre de l'APFA (accession à la propriété foncière agricole) qui un programme dont les ambitions restent loin des réalités sur le terrain. En effet ce système agricole se heurte à deux problèmes majeurs :

- Les ressources hydriques,
- Et les moyens de mise en œuvre des terres agricoles.

3.les potentialitéscréées :

- **l'industrie en déclin :**

Ce secteur connaît une régression inquiétante avec des conséquences négatives en matière d'emplois. En effet les perspectives énoncées dans le cadre du plan d'aménagement de la wilaya sont loin d'être réalisées. Contrairement à cela on le déclin des activités existantes au niveau des unités telles que,

L'inité sillico-calcaires,NAFTAL.

- **Le tourisme et artisanat en déclin :**

Avec deux hôtels seulement et une activité artisanale en déclin, ce secteur est loin des prévisions des plan de développement de la commune.

- ✓ En effet l'hôtel El-Mekter, hôtel touristique qui possède des potentialités non négligeables notamment en matière d'infrastructures d'accueil fonctionne à 10% de sa capacité réelles.
- ✓ Par ailleurs le deuxième hôtel El-Hidab, qui appartient à un privé, fonctionne à 100% de ces capacités car présentant des prix compétitifs par rapport au premier même si aucune comparaison n'est à faire concernant le statut et les capacités des deux infrastructures.

I.9.Situation hydraulique :

1.l'alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau potable de la ville de Ain Sefra est liée principalement au forage

- Skhouna 1,
- Slih 1,
- et le puits du Ksar,
- sources des dunes.

La grande partie de l'ACL est alimentée à partir des points d'eau de Slih, Mhisrat et le forage du puits Ain Skhouna.

La capacité de stockage est assurée par 07 réservoirs :

- Bendouma 2 x 1000 m³,
- Dalaa, 1000 m³,
- Ksar, 100 m³, et 2 x 350 m³
- Sidi Boudjema, 1250 m³,

Donc une capacité totale de 5050m³ ainsi qu'une bache de reprise située à dalaa d'une capacité de 500m³ .

Une étude du schéma directeur d'AEP de l'agglomération d'Aïn Sefra est en cours. La réalisation de cette étude permettra sans doute l'amélioration de l'alimentation en eau potable.

2. le réseau d'assainissement :

Le réseau actuel d'assainissement de l'agglomération d'Aïn Sefra est de type unitaire, le réseau souterrain d'eau usée est ancien, les dimensions des collecteurs sont de deux types 200mm à 250mm pour les collecteurs tertiaires et variant de 300 à 600mm pour les collecteurs primaires ou secondaires.

Les eaux usées sont acheminées vers l'exutoire final situé à l'extrémité Est de la ville et débouchent sur l'oued Aïn Sefra. Les canalisations sont rapidement comblées et bouchées pour deux causes :

- L'alimentation en eau potable étant insuffisante, le débit des eaux usées est faible. Il facilite de ce fait les dépôts solides dans les installations d'assainissement,
- Les dépôts de sable après les fréquents vents de sable contribuent à combler les regards et canalisations.

Une étude du schéma directeur d'assainissement de l'agglomération d'Aïn Sefra est en cours. La réalisation de cette étude permettra sans doute l'amélioration du réseau d'assainissement. Taux de raccordement 100% ce qui est excellent par rapport aux problèmes liés à l'assainissements rencontrés dans d'autres villes algériennes.

I.10.Situation démographique :

D'après le dernier recensement effectué par l'A.P.C de Ain sefra, il a fourni le chiffre de **56000hab** habitants, pour l'année **2008**.et **57684** habitants pour l'année **2010**

Pour le calcul de la population pour l'horizon visé, on utilise la formule du taux d'accroissement exponentiel

$$P_n = P_0 (1+T)^n$$

P_n : population future

P_0 : population de l'année de référence (2008).

n : nombre d'années.

T : taux d'accroissement = **2,8%**

Tableau I.6 : population future du centre urbain

Population en 2008	Taux d'accroissement	Population à l'année 2030	Population à long terme 2040
56000 hab.	2,8 %	98000	128000

I.11.Conclusion :

Il ressort de cette étude que la ville de Ain sefra est caractérisée par un climat méditerranéen. Le relief pratiquement est incliné de l'Ouest vers Est.

La ville de Ain sefra est alimentée en eau potable à partir des forages, le réseau d'AEP contient plusieurs réservoirs et le réseau d'assainissement est unitaire et en bon état, il

achemine les eaux usées (eaux domestiques et équipements) de notre zone d'étude vers le cour d'eau dénommé « Oued Ain sefra».

Le secteur industriel n'existe pas dans la ville de Ain sefra, mais le secteur élevage et agricole est classé le premier.

Le développement de ces eaux usées chargées en matières polluantes peut causer un problème de santé publique et altérer les fonctions de ce milieu naturel d'où la nécessité de l'installation d'une station d'épuration.

Chapitre II : Caractéristique des eaux usées :

II.1. INTRODUCTION :

Avant de procéder à l'épuration et le traitement des eaux usées et de choisir le procédé d'épuration qui convient le mieux pour cette eau, il faut d'abord connaître la nature de ces eaux et les différents types de pollution qu'elle contient.

II.2.ORIGINE DES EAUX USÉES :

Suivant l'origine des eaux polluantes ; on peut distinguer:

II. 2.1. Les eaux usées domestiques :

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau, et sont généralement véhiculées par le réseau d'assainissement jusqu'à la station d'épuration.

Ces eaux se caractérisent par leur forte teneur en matières organiques, en sels minéraux (Azote, phosphore), en détergents et en germes fécaux.

Les eaux usées domestiques peuvent provenir de trois origines possibles :

- **Eaux de cuisine :**

Ce sont les eaux correspondantes à la préparation des aliments, aux vaisselles. Elles sont riches en matières grasses plus ou moins émulsionnées par les détergents.

- **Eaux de buanderie :**

Ce sont les eaux de lavage des locaux, elles contiennent des détergents, des savons plus ou moins émulsionnés avec des graisses.

- **Eaux de vannes :**

Un substrat adapté aux procédés du traitement biologique, mais elles peuvent contenir des éléments pathogènes (bactéries, virus, et parasites divers).

II.2.2. Les eaux usées industrielles :

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

- Des graisses (industries agroalimentaires, équarrissage);
- Des hydrocarbures (raffineries);
- Des métaux (traitements de surface, métallurgie);
- Des acides, des bases et produits chimiques divers (industries chimiques divers, tanneries);
- De l'eau chaude (circuit de

refroidissement des centrales thermiques);•Des matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

Dans certains cas, avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte, les eaux industrielles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels. Elles ne sont mêlées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution.

II.2.3. Les effluents agricoles :

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

II.2.4. Les eaux de ruissellement :

Ce sont essentiellement les eaux de pluie et de lavage des chaussées. Les eaux de pluie sont caractérisées par un débit fortement variable, présentant des valeurs moyennes à fortes variations saisonnières à l'intérieur desquelles la répartition des débits est aléatoire.

La pollution entraînée est maximale en début de précipitation. Elle correspond au lavage des toits et chaussées. Elle décroît ensuite fortement en cas de pluie persistante.

Les polluants sont en majorité des matières en suspension d'origine minérale, mais aussi des hydrocarbures provenant de la circulation automobile. On y trouve aussi des polluants de l'atmosphère (poussière, oxyde d'azote NOx, oxyde de soufre SOx, du plomb, etc.).

II.3. LA POLLUTION DES EAUX USÉES :

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique ou biologique de cette eau, provoquée par le rejet de substances indésirables qui perturbent les conditions de vie et l'équilibre du milieu aquatique, et induisent d'importantes nuisances : mauvaises odeurs, fermentations, inconforts divers, et des risques sanitaires qui se répercutent, à court terme, sur notre organisme, à travers, la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons.

II.3.1 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 :

- **La pollution chimique :**

La pollution chimique de l'eau devient de nos jours une préoccupation de la Santé publique, qui prend des formes multiples. Certaines formes de pollution chimique échappent souvent aux méthodes ordinaires de traitement de l'eau et posent par conséquent des problèmes complexes de pollution, tant au niveau des eaux de surfaces, qu'au niveau des nappes souterraines. 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.

L'enrichissement des sols pour intensifier l'agriculture, par diverses catégories d'engrais et de pesticides, est également à l'origine de la pollution chimique des nappes souterraines. Les polluants chimiques sont classés à l'heure actuelle en cinq catégories :

- Les substances chimiques dites « indésirables » ;
 - Les pesticides et produits apparents ;
 - Les substances toxiques ;
 - Les détergents et les colorants.

- **La pollution organique :**

Elle est engendrée par le développement des eaux usées domestiques ou des eaux résiduelles provenant des industries textiles, papeteries, industrie de bois, de raffineries et d'abattoirs. Ces matières organiques qui se présentent aussi bien en suspension (Particules solides) qu'en solution dans l'eau sont appelées à devenir des polluants lorsqu'elles sont déversées en quantités massives ou de façon répétée dans les espaces limités.

Les matières organiques peuvent être biodégradables c'est-à-dire susceptibles d'être détruites par autoépuration grâce aux micro-organismes présents dans l'eau qui se nourrissent de cette pollution, mais entraînent en contre partie une consommation importante d'oxygène dissous. D'autres matières peuvent être non biodégradables.

- **La pollution radioactive :**

La radioactivité libérée dans l'eau peut provenir d'une radioactivité naturelle (Certaines eaux d'origine profonde), ou d'une contamination liée à des retombées atmosphériques (explosion nucléaire), des champs de rayonnements d'origine industrielle ou enfin des contaminations accidentelles de l'eau à partir des rejets des installations des centrales nucléaires.

- **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.

- **La pollution microbienne :**

C’est une pollution d’origine humaine ou animale ; elle est engendrée par les rejets urbains. Elle est dangereuse surtout s’il y’a dans l’eau des micro-organismes pathogènes

(E-coli, streptocoque fécaux...) qui peuvent être à l’origine des maladies infectieuses.

Les germes pathogènes susceptibles d’être présents dans les eaux usées sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : germes pathogènes rencontrés dans les eaux usées [1]

Germes	Organismes	Maladies
Les bactéries pathogènes	Salmonelles Shingles	Typhoïde Dysenterie
Entérobactéries	Colibacilles Leptospires Mycobactéries	Tuberculose
Vibrions	Vibrio coma	Choléra
Les virus	Entérovirus Réovirus Adénovirus Rotavirus	Poliomyélite, méningite Affections respiratoires Diarrés
Les parasites Les champignons	Tænia, ascaris	Lésions viscérales Eczémas, maladies de la peau

- **La pollution agricole :**

Elle est causée principalement par l'utilisation Irrationnelle des engrais chimiques et de pesticides.

- **La pollution par les hydrocarbures :**

Les hydrocarbures sont divisés en deux groupes de substances :

- Les composés organiques volatiles (C.O.V) sont représentés surtout par les alcènes, les benzènes, le toluène. Ce sont des produits qui peuvent être déversés accidentellement dans le milieu naturel (par exemple par les fissures des réservoirs de stockage, enfouis en sous sol) .

- Les hydrocarbures aromatiques polycycliques (H.A.P.), les hydrocarbures responsables de la pollution des eaux peuvent provenir de nombreuses sources :

Les effluents éliminés par l'industrie pétrolière, pétrochimie, les ateliers de sidérurgie, les usines à gaz, les citernes, les réservoirs et les navires pétrolières.

- **Les paramètres de pollution :**

La pollution des eaux usées se présente sous trois formes principales

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

a. Les paramètres physiques :

- **La température :**

L'augmentation de la température diminue la solubilité des gaz et la teneur en oxygène dissous, ce qui est néfaste pour la faune, la flore et pour les facultés d'autoépuration de l'eau. Le fonctionnement de certains ouvrages de la chaîne de traitement (dégraisseur) nécessite que l'effluent présente une température inférieure à 30°C

- **L'odeur :**

L'eau d'égout fraîche à 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.

- **La couleur :**

Elle est normalement grisâtre. La couleur noire indique une décomposition partielle des matières contenues dans les eaux usées, tandis que les autres teintes sont d'origine industrielle. Elle est déterminée à l'aide d'un comparateur optique

- **Conductivité :**

La conductivité varie en fonction de la température, et dépend de la concentration et de la nature des substances dissoutes.

- **Les matières en suspension (M.E.S) : [1]**

Théoriquement, ce sont les matières qui ne sont ni solubilisées, ni à l'état colloïdale. Les matières en suspension comportent des matières organiques et des matières minérales. Toutes les MES ne sont décantables, en particulier les colloïdes retenus par filtration. En général les M.E.S se subdivisent en matières volatiles (M.V.S) et en matières minérales (M.M). Les charges en matières solides apportées par les eaux brutes par habitant et par jour peuvent être estimées, en première approximation à :

- 60 à 80 g dont environ 70% de matières volatiles (réseauséparatif).
- 70 à 90 g dont environ 65%de matières volatiles sèches (réseauunitaire).

- **Matières volatiles en suspension (MVS) : [1]**

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à 550 °C.

Elles constituent environ 70 à 80 % des MES.

- **Matières minérales :**

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

- **Matières décantables et non décantables :**

On appelle matières décantables les matières qui sont capables de se décanter au bout de deux heures, au-delà ce sont des matières non décantables ; ces dernières restent dans le surnageant et vont être dirigées vers le traitement biologique.

b.Paramètres chimiques :

- **Le PH :**

La valeur du PH est très importante dans les procédés biologiques, le PH d'une eau représente son acidité ou son alcalinité dont le facteur le plus important est habituellement la concentration en anhydrique de carbone lié à la minéralisation totale.

Le PH des eaux usées urbaines seules est généralement près de la neutralité, entre 7 à 7,5 environ. Un PH différent est l'indice d'une pollution industrielle.

L'épuration biologique est possible pour un PH compris entre 6,5 et 8 ; au-delà de ces valeurs, l'activité biologique décroît rapidement.

- **Demande biochimique en oxygène (DBO) :**

L'absorption d'oxygène due au déversement d'eau usée dans un cours d'eau est fonction de la concentration de matière biodégradable qu'elle contient. D'où la notion de demande biochimique en oxygène de cette eau (DBO). On l'exprime en milligramme d'oxygène par litre d'eau.

La DBO est définie comme la concentration d'oxygène consommée pour réaliser la destruction des composés azotés dans les conditions de l'essai : incubation à 20°C, à l'abri de la lumière et de l'air, et pendant un temps donné. On a choisi par convention une mesure après 5 jours d'incubation appelée DBO₅, cette valeur ne représente qu'une fraction de la DBO ultime, soit environ 70%, car la minéralisation complète des matières organiques nécessite un temps de 20 jours ou plus.

- **Demande chimique en oxygène (DCO) :**

C'est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement les matières organiques contenues dans l'effluent.

Cette oxydation détruit jusqu'à 90 à 95% des composés, elle s'applique à des composés qui ne jouent aucun rôle dans le déficit en oxygène d'un cours d'eau. Il s'agit par exemple, des halogénures minéraux.

➤ **La notion de biodégradabilité**

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent aqueux à être décomposé ou oxydé par les micro-organismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux.

La biodégradabilité est exprimée par le rapport : DCO / DBO

Ce rapport est proche de 1,5 pour les eaux de vanne ; toute élévation de ce rapport indique qu'il y a présence d'une pollution industrielle.

Ce rapport renseigne aussi sur le mode de traitement à suivre comme s'est indiqué dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO) [2]

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

Les nutriments :

- **Le phosphore :**

Le phosphore se trouve dans l'eau sous deux formes :

- la forme minérale : orthophosphate, polyphosphate)
- la forme organique : dissoute et particulaire .

L'origine du phosphore peut être urbaine, industrielle ou agricole. Les apports les plus importants sont ceux de la population ;

- **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.[2]

- **L'oxygène dissous :**

L'oxygène toujours présent dans l'eau, n'en est pas un élément constitutif. sa solubilité est fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité.

L'oxygène dissous conserve ses propriétés oxydantes, soit par une réaction purement chimique, soit par des phénomènes électrochimiques d'où son importance dans le phénomène de corrosion. La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10mg/l. Elle est fonction de l'origine de l'eau : les eaux superficielles contiennent des quantités relativement importantes proches de la saturation ; par contre, les eaux profondes n'en contiennent le plus souvent que quelques milligramme par litre.

c.Paramètres biologique :

Les eaux usées véhiculent des matières fécales, et des urines, celles-ci sont chargées de germes de différentes natures, dont certaines sont pathogènes (bactéries, virus, parasite...etc.)

Les opérations de dénombrement des bactéries dans les eaux résiduaires doivent être interprétées avec précaution, puisque dans ce milieu si particulier les organismes vivants ne se présentent pas sous forme isolée.

C'est pour cela que le niveau de contamination des eaux résiduaires urbaines n'est déterminé qu'à partir de la concentration moyenne des germes témoins pour un volume donné d'eau résiduaire (nombre de germes/100 ml).

II.4.les Charges polluantes :**II.4.1Charges en DBO5 :[3]**

La charge en DBO₅ apportée par les eaux brutes est exprimée par jour et par habitant suivant le type de réseau :

- Réseau séparatif : 60 à 70 g/hab/j.
- Réseau unitaire : 70 à 80 g/hab/j.

II.4.2.Charges en MES :[3]

On estime au niveau d'une station d'épuration qu'après les prétraitements physiques (dégrillage et dessablage) et suivant le type de réseau, nous avons :

- Réseau séparatif : 70 g/hab/j, dont 70% de MVS
- Réseau unitaire : 80 g/hab/j, dont 66% de MVS.

II.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 :

Tabl n° II.3 : 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	"	30	40
5	Phosphore total	"	10	15
6	DCO	"	120	130
7	DBO5	"	35	40
8	Aluminium	"	3	5
9	Substances toxiques	"	0,005	0,01
10	Fluor et composés	"	15	20
11	Indice de phénols	"	0,3	0,5
12	Hydrocarbures totaux	"	10	15
13	Huiles et Graisses	"	20	30
14	Cuivre total	"	0,5	1
15	Mercure total	"	0,01	0,05
16	Plomb total	"	0,5	0,75
17	Chrome Total	"	0,5	0,75
18	Manganèse	"	1	1,5
19	Nickel total	"	0,5	0,75
20	Zinc total	"	3	5
21	Fer	"	3	5

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

II.6. CONCLUSION :

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

La dépollution des eaux usées nécessite une succession d'étapes faisant appel à des traitements physiques, physico-chimiques et biologiques.

En dehors des plus gros déchets présents dans les eaux usées, l'épuration doit permettre au minimum d'éliminer la majeure partie de la pollution carbonée.

Chapitre III : Les procédés d'épuration des eaux usées:

III.1.Introduction :

Le traitement des eaux usées a pour but de les dépolluer suffisamment pour qu'elles n'altèrent pas la qualité du milieu naturel dans lequel elles seront finalement rejetées, ou bien être réutilisée dans le cadre des mesures nécessaires à une bonne gestion de l'eau (recyclage), plus particulièrement en milieu industriel.

De l'arrivée à la station d'épuration jusqu'au rejet naturel, le traitement comporte en générale :

- 1-prétraitements physiques
- 2-traitements primaires
- 3-traitements secondaires
- 4-traitements tertiaire

Les techniques d'épuration des eaux usées sont illustrées sur la figure. N°III.1

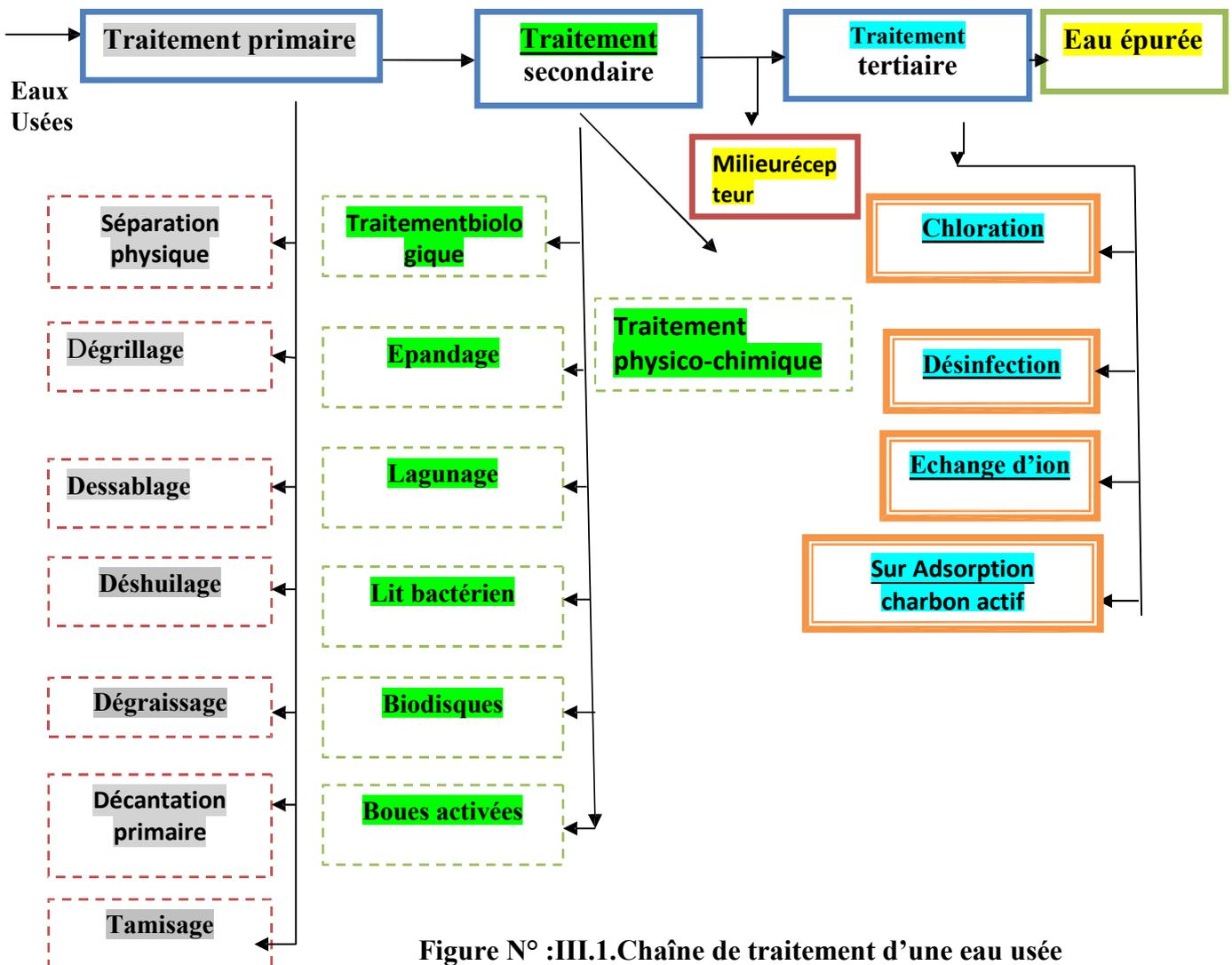


Figure N° :III.1.Chaîne de traitement d'une eau usée

III.2. Le relevage :

Le transport des eaux usées dans les collecteurs se fait généralement par gravité, sous l'effet de leurs poids. Une station de relèvement permet d'acheminer les eaux dans la station d'épuration lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution. Cette opération de relèvement des eaux s'effectue grâce à des pompes submersibles ou à vis d'Archimède.

III.3. Les prétraitements :

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval.

Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides ou particulaires les plus grossiers, susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements : déchets volumineux (dégrillage), sables (dessablage) et corps gras (dégraissage-déshuilage).

III.3.1. Le dégrillage :

Consiste à faire passer les eaux usées au travers d'une grille dont les barreaux, plus ou moins espacés, retiennent les éléments les plus grossiers. Après nettoyage des grilles par des moyens mécaniques, manuels ou automatiques, les déchets sont évacués avec les ordures ménagères.

Les grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60 à 80° sur l'horizontale.

III.3.2. Tamisage :

Cette opération utilise des grilles de plus faible espacement, peut parfois compléter cette phase du prétraitement ; elle est mise en œuvre dans le cas d'eaux résiduaires chargées de matières en suspension de petite taille. On distingue :

- le macro tamisage (dimensions de mailles > 250 μ)
- le micro tamisage (30 μ < vide de maille < 150 μ)

III.3.3. Le déssablage :

Réalisé par décantation, le déssablage vise à éliminer les sables et les graviers. L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans un bassin appelé « déssableur » 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 envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité de lavage

III.3.4. Le dégraissage-déshuilage :

Les opérations de dégraissage-déshuilage consistent à séparer de l'effluent brut,

les huiles et les graisses par flottation. Ces derniers étant de densité légèrement inférieure à celle de l'eau. L'injection des micro bulles d'air permet d'accélérer la flottation des graisses. Souvent ces opérations sont combinées dans un même ouvrage où la réduction de vitesse dépose les sables et laisse flotter les graisses ; enlève ainsi de l'eau les éléments grossiers et les sables de dimension supérieur à 200 microns ainsi que 80 à 90% des graisses et matières flottantes (soit 30 à 40% des graisses totales).

III.4. Les traitements primaires :

Après les prétraitements, il reste dans l'eau une charge polluante dissoute et des matières en suspension.

Les traitements primaires ne portent que sur les matières particulaires décantables.

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé décanteur pour former les boues primaires. Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage. Ce traitement élimine 50 à 60% des matières en suspension et réduit d'environ 35% la DBO et la DCO [3].

III.5. Les traitements secondaires :

Les traitements secondaires recouvrent les techniques d'élimination des matières polluantes solubles (carbone, azote et phosphore). Dans la majorité des cas, l'élimination des pollutions carbonées et azotées s'appuie sur des procédés de nature biologique

III.5.1 Les traitements physico-chimique :

Les traitements physico-chimiques permettent d'agglomérer ces particules par adjonction d'agents coagulants et floculants(sels de fer ou d'alumine, chaux...). Les amas de particules ainsi formés, ou floccs , peuvent être séparés de l'eau par décantation ou par flottation.

▪ 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. Ces particules sont en général des particules de floc ou des particules résultant de la précipitation qui a lieu lors des traitements d'adoucissement ou d'élimination du fer et du manganèse. Les particules s'accumulent au fond du bassin de

décantation d'où on les extrait périodiquement. L'eau clarifiée située près de la surface, est dirigée vers l'unité de filtration.

▪ **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. [3]

➤ **Avantage:**

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

➤ **Inconvénient:**

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

III.5.2. Les traitements biologiques :

Les traitements biologiques reproduisent, artificiellement ou non, les phénomènes d'autoépurations existants dans la nature. L'autoépuration regroupe l'ensemble des processus par les quelles un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une pollution.

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 contrepartie la production d'une masse cellulaire plus importante.

➤ **Le processus d'épuration biologique :**

Le traitement s'effectue dans des réacteurs où l'on met en contact des micro-organismes épurateurs et l'eau à épurer.

quel que soit le réacteur, il est alimenté d'une manière continue ou semi continue, les micro-organismes sont nourris par les matières organiques et transforment les polluants par le processus suivant :

- par adsorption ou absorption des matières polluantes sur le floc bactérien ;
- par conversion des matières cellulaires : croissance des micros animaux associés ;
- par oxydation en CO_2 et H_2O qui produit l'énergie nécessaire au fonctionnement et à la production de nouveaux matériaux cellulaires.

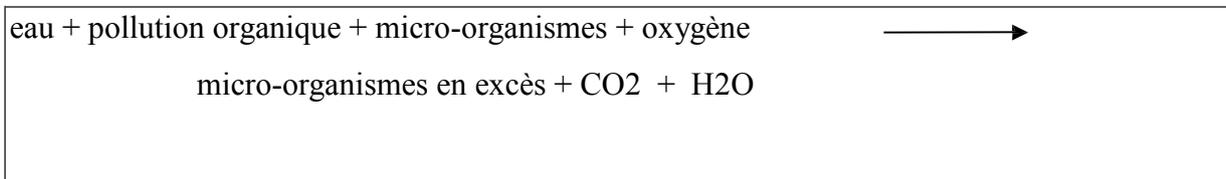


figure N°III.2 : Le bilan global de la métabolisation de la matière organique

➤ **Les différents procédés d'épuration biologique :**

Parmi les traitements biologiques, on distingue des procédés extensifs et intensifs.

III.5.2.1. 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.

III.5.2.1.1. L'épandage :

La première technique d'épuration des eaux usées des agglomérations a été celle des champs d'épandage. Le système épurateur est donc constitué à la fois du sol et des cultures. Ce procédé permet d'enrichir le sol par les éléments nutritifs.

➤ **Les avantages :**

- Enrichissement du sol par les éléments nutritifs.

➤ **Les 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.

III.5.2.1.2. Le lagunage :

Ce sont des procédés utilisant de grandes surfaces (lagunes) s'appuyant sur les propriétés épuratrices d'un plan d'eau peu profond. On a quatre types de lagunage :

- **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.

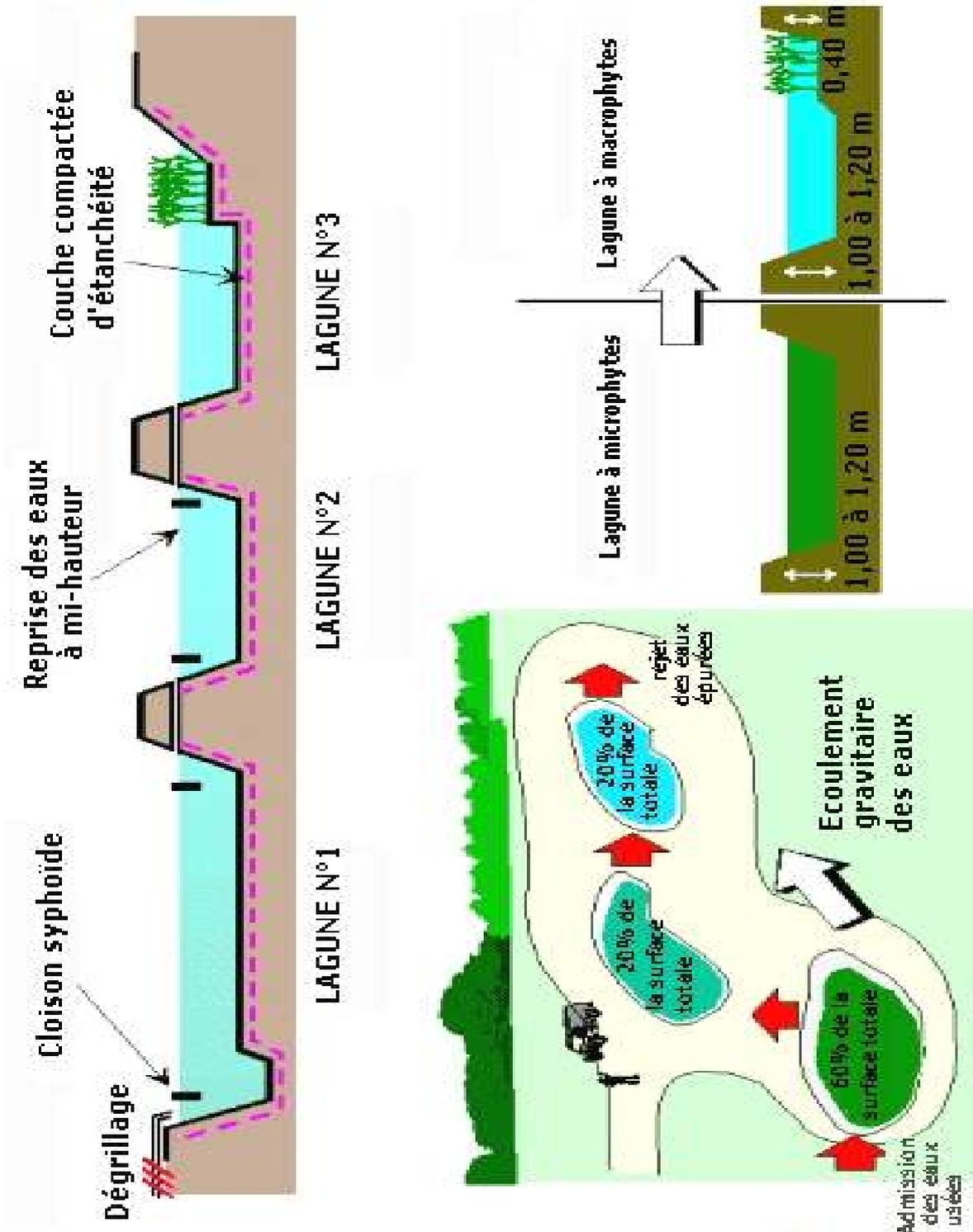


Fig. N°III.3: Lagunage naturel

- **Lagunage Aéré**

Ces installations sont constituées d'une lagune d'aération et d'une lagune de décantation (sur certaines stations, il peut exister plusieurs lagunes d'aération et de décantation). La lagune d'aération est équipée de turbines flottantes ou fixes (profondeur 2 à 3 m) ou de systèmes d'insufflation d'air (profondeur 3 à 5 m)



Fig. n°III.4: système d'épuration par lagunes aérées

- **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

- **Lagunage De Finition**

Par définition, 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.5.2.2. Les procédés intensifs :

III.5.2.2.1. Le lit bactérien :

Son principe s'inspire de la méthode d'épuration par le sol toute fois afin de diminuer les surfaces nécessaires, l'aération a été amélioré en utilisant des matériaux de dimensions supérieurs 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. [1]

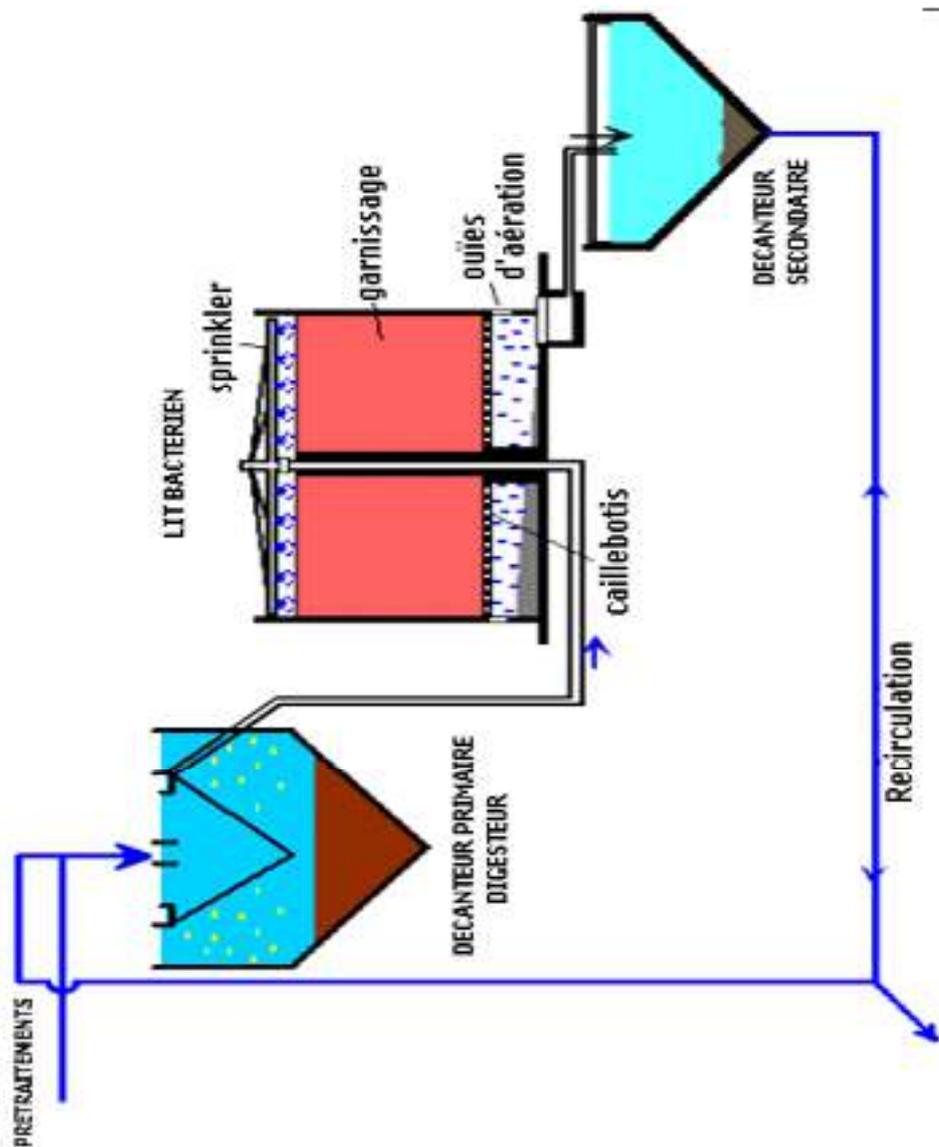


Fig. n° III.5: Lit bactérien

III.5.2.2.2. Le disque biologique :

Ce procédé est basé sur le principe d'infiltration à travers le sol. Un lit bactérien se présente comme une colonne circulaire pouvant atteindre 4 à 5 mètres de hauteur dans laquelle se trouve un matériau poreux.

L'effluent ruisselle à la surface de la pellicule biologique qui prolifère sur le support (interstices), celle-ci renferme une forte concentration de bactéries, de champignons. Ces organismes absorbent et métabolisent la matière organique de l'effluent, l'appauvrissent progressivement au cours de son trajet.

L'approvisionnement en oxygène se fait par tirage naturel assurant ainsi les besoins en oxygène de la biomasse[4].

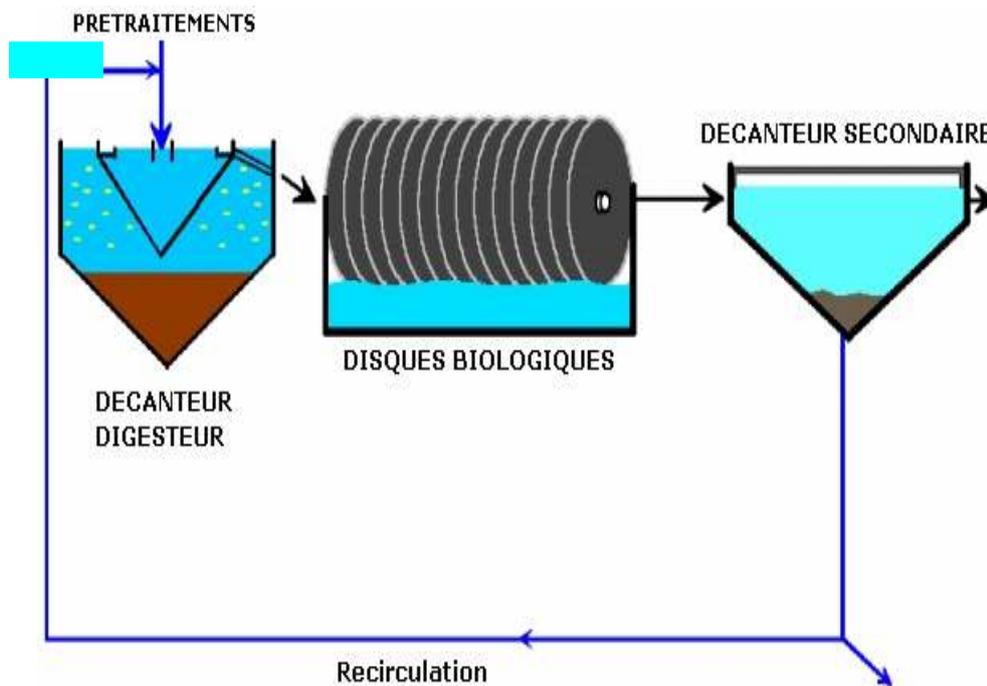


Figure n° III.6 : disque biologique

III.5.2.2. 3. Epuration biologique par les boues activées :

▪ Définition :

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 de surface (lacs, rivière, ...etc.)

▪ Principe :

Ce traitement a pour but d'éliminer les matières organiques biodégradables (solides, colloïdales ou dissoutes) contenues dans une eau usée par l'action de micro-organismes, essentiellement des bactéries, en présence d'oxygène dissous.

De plus, il peut transformer l'azote organique et ammoniacal en nitrates (nitrification). Ce procédé consiste à alimenter un bassin brassé et aéré avec l'eau à épurer. L'aération peut être assurée en surface par des turbines, ou par le fond par des procédés de rampe de distribution de bulles d'air. Une culture bactérienne, dispersée sous forme de flocons (boues activées) se développe et forme avec l'eau usée une liqueur mixte. Après un temps de contact suffisant, permettant la fixation et l'assimilation de la matière organique, cette liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur où s'effectue la séparation de l'eau épurée et des boues. Les boues décantées sont réintroduites en partie dans le bassin d'aération pour maintenir un équilibre constant entre la quantité de pollution à traiter et la masse de bactéries épuratrice. Les boues sont évacuées du système vers le traitement des boues.

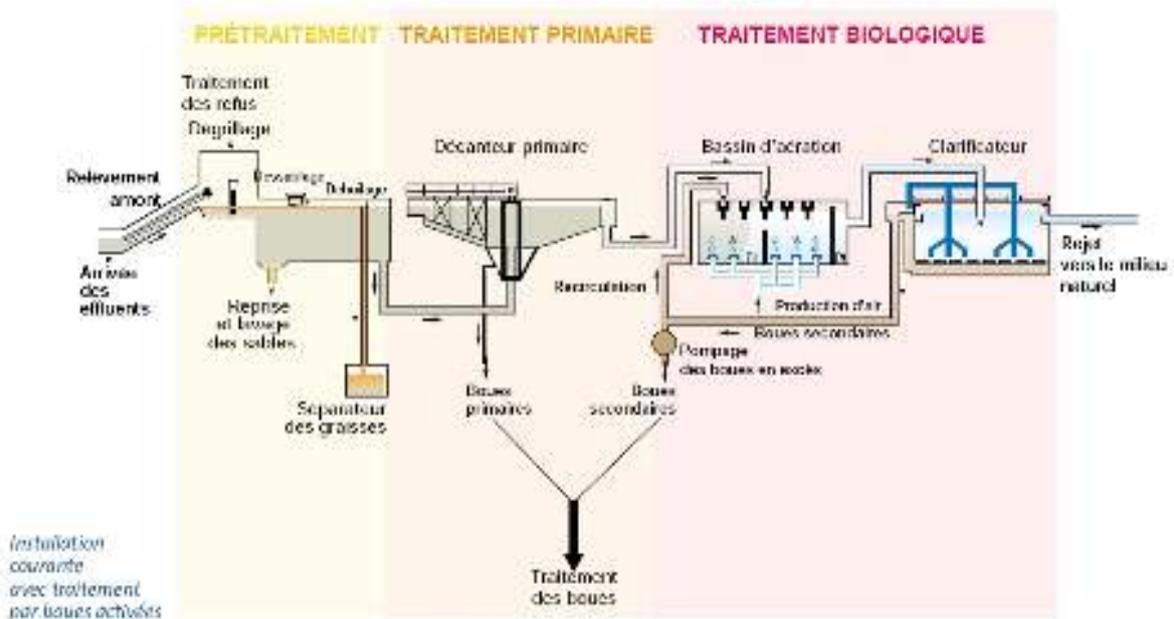


Fig. n°III.7 : Schéma Du Principe De L'épuration Par Boues Activées

➤ Charge d'une installation :

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

- La charge volumique.(C_v)
- La charge massique.(C_m)

Lorsque quotidiennement, un certain poids de matières organiques exprimés en BDO5 (Kg/j) doit être transformé dans un réacteur aérobie de volume V (m³), on définit la charge volumique comme étant le rapport de la pollution apporté par unité de volume de bassin :

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

On définit la charge massique comme étant le rapport de la pollution entrante par unité de masse de population bactérienne chargée de son élimination. La masse bactérienne étant évaluée par le poids de MVS, on écrit :

$$C_m = \frac{\text{DBO5 (entré (Kg./j))}}{\text{MSY dans l'aérateur (masse de boue) (kg)}} = \frac{L_0}{X_v V} = \frac{L_0}{X_t} \text{ (kg DBO/kg MVS.j)}$$

Il vient que : $\frac{C_v}{C_m} = X_d$ (concentration des MVS dans l'aérateur).

Selon les valeurs de C_m, on peut classer les modes de traitement en :

- Oxydation totale (aération prolongée) 0,05 < C_m < 0,1
- Système à faible charge 0,1 < C_m < 0,2
- Système a moyenne charge 0,2 < C_m < 0,5

- Système a forte charge $0,5 < C_m < 1$
- Système a très forte charge $1 < C_m < 5$

Ces limites sont évidemment approximatives et variable avec les auteurs.

La charge volumique est intéressante pour le dimensionnement rapide des bassins d'aération, elle n'a aucune signification biologique. [6]

➤ **Avantages :**

Le procédé à boues activées permet de réduire le temps de séjour de la pollution ainsi que les surfaces du terrain utilisé .Il offre l'avantage d'une recirculation de la culture bactérienne ce qui conduit à un enrichissement du bassin par les micro-organismes épurateurs.

➤ **Inconvénients :**

Les installations à boues activées sont très coûteuses vu l'équipement qu'elles comportent (ouvrages en béton, ouvrages métalliques, appareillages électromécaniques...).L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente, le bon rendement repose sur le bon fonctionnement des aérateurs.

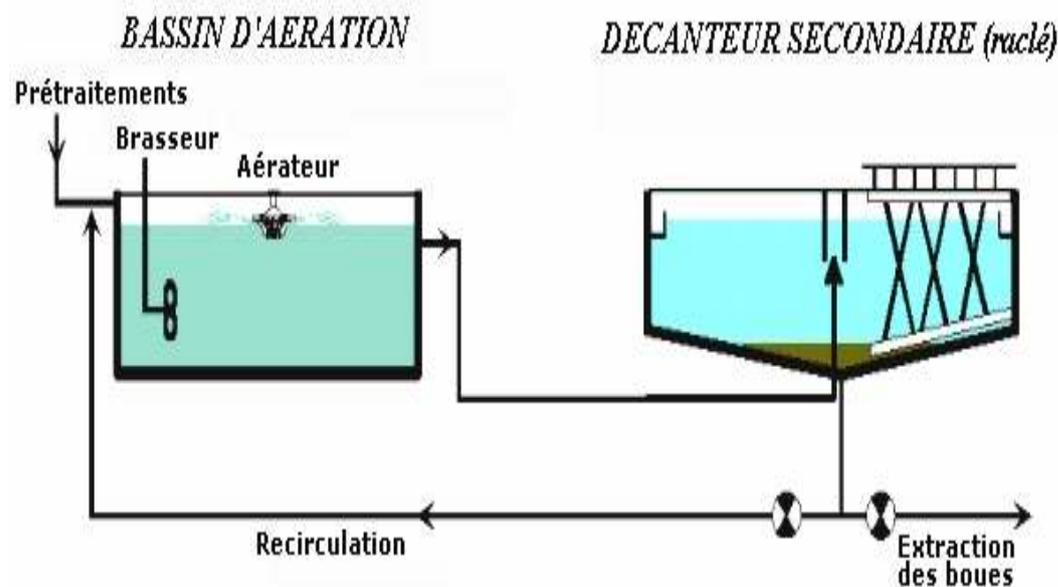


Fig n°.III.8 : Traitement à boue activée à faible charge

III.6. traitements tertiaires ou complémentaires

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables et échappent à la meilleure

décantation. Ainsi même après un traitement secondaire, l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants.

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

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

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

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

On peut citer aussi par exemple : l'échange ionique et l'adsorption sur du charbon actif. Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne se représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements mais aussi celui d'un personnel hautement qualifié. [11]

III.7. conclusion

Ces différents procédés permettent d'obtenir une eau débarrassée d'une grande partie de ces polluants et des boues constituant un sous produit de l'épuration. L'eau épurée peut enfin être rejetée dans le milieu naturel sans risque majeur.

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

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration :**Introduction :**

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs débits et leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans le domaine d'agriculture. Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour cela deux horizons de calcul sont choisis 2030 et 2040.

IV.1. Analyse des eaux usées et estimation de la pollution**IV.1.1. définition:**

L'analyse des eaux usées est une phase très importante pour la conception d'une station d'épuration, elle caractérise les paramètres de pollution de l'eau usée tel que :

La DBO, DCO, MES, PH ... etc. qui vont ensuite exprimer la charge polluante.

La mesure du flux polluant fait intervenir une suite de démarches nécessitant une méthode et un matériel approprié.

- Mesure des débits.
- Mesure de la température, PH.
- Prélèvement des échantillons.
- Conservation des échantillons.
- Analyse des échantillons.

On peut avoir certaines analyses qui se font in situ comme c'est le cas pour la température et le PH.

IV.1.2 Paramètres des analyses :

Les paramètres analysés sont les suivants :

- Demande biochimique en oxygène (DBO₅)
- Demande chimique en oxygène (DCO)
- Matières en suspension (MES) à 105 C°
- Matières en suspension (MES) à 600 C°
- PH

Table N° IV.1 : Résultat de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la ville de AIN SEFRA(Année 2012)

Paramètres	Quantité	Unité
DBO ₅	458 ,33	mg/l
DCO	1145,33	mg/l
MES à 105 C°	175	mg/l
MES à 600 C°	408,33	mg/l
PH	7.8	-

Source :DRE

Les résultats représentés dans le tableau ci-dessus sont les moyennes des différents échantillons pris dans différentes heures de la journée.

IV.1.3.Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenus on peut les interpréter comme suite :

- **PH :**

Notre PH observé se situe dans une gamme voisine des normes de rejet (6,5 – 8,5).

- **DBO₅, DCO :**

D'après les valeurs de DBO₅ et de DCO et les valeurs du rapport K donnée par les résultats des analyses, on peut dire que l'effluent peut être épuré biologiquement ($1,6 < K < 3,2$) / $K = DCO / DBO_5$ qui dans notre cas = 2,50

- **MES :**

Les valeurs de MES obtenues sont largement éloignées de la norme qui est de 30 mg/l. On conclusion nos résultats montrent que les eaux analysées sont très polluées en matières organiques (biodégradables), et leur rejet direct peut porter atteinte à la capacité d'auto-épuration du milieu récepteur (Oued Ain sefra)

IV.1.4. Calculs de base pour le dimensionnement :

Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2030 et 2040.

☞ Estimation des débits :

- **Horizon (2030) :**

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. La direction de l'hydraulique

de la willaya de NAAMA a opté pour une dotation de 150 l/hab/j pour la ville de AIN SEFRA.

- **Le débit journalier :**

Le débit total journalier se calcule comme suit :

$$Q_{moy, j} = D \cdot N \cdot Cr_j \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

- D : Dotation (l/hab/j).
- N : Nombre d'habitant l'horizon considéré.
- Cr: Coefficient de rejet.

$$Q_{moy, j} = 98000 \cdot 150 \cdot 0,8 \Rightarrow Q_{moy, j} = 11760 \text{ m}^3/j.$$

- **Le débit moyen horaire :**

Il est donne par la relation suivante :

$$Q_{moy, h} = \frac{Q_{moy, j}}{24} \dots\dots\dots (IV.2)$$

$$Q_{moy, h} = \frac{Q_{moy, j}}{24} = \frac{11760}{24} = 490 \text{ m}^3/h$$

- **le débit de pointe en temps sec :**

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pte, s} = K_p \cdot Q_{moy, j} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

$$K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moy}} \text{ ; Si } Q_{moy} > 2,8 \text{ l/s. } Q_{moy} \text{ (en l/s).}$$

$$K_p = 3 \text{ ; Si } Q_{moy} \leq 2,8 \text{ l/s.}$$

Dans notre cas le $K_p = 1,71$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_{pte, s} = 1,71 \cdot 490 = 840 \text{ m}^3/h \Rightarrow Q_{pte, s} = 840 \text{ m}^3/h.$$

- **Débit de la station en temps de pluie :**

$$Q_{pte, p} = (2 \text{ a } 3) Q_{moy, j} \dots\dots\dots (IV.4)$$

$$\text{Donc : } Q_{pte, p} = 840 \cdot 3 = 2520 \text{ m}^3/h \Rightarrow Q_{pte, p} = 2520 \text{ m}^3/h.$$

- **Débit diurne:**

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

$$Q_d = \frac{Q_{moy,j}}{16} \dots \dots \dots (IV.5)$$

$$Q_d = \frac{Q_{moy,j}}{16} = 11760/16 = 735 \text{ m}^3/\text{h} \qquad Q_d = 735 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Horizon (2040) :

- **Le débit journalier :**

Le débit total journalier se calcule comme suit :

$$Q_{moy, j} = D \cdot N \cdot Cr_j.$$

Avec :

D : Dotation (l/hab/j). **D=150 l/hab/j.**

N : Nombre d'habitant l'horizon considéré.

$$Q_{moy, j} = 128000 \cdot 150 \cdot 0,8 \Rightarrow \qquad Q_{moy, j} = 15360 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Cr: Coefficient de rejet.

- **débit moyen horaire :**

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy, h} = \frac{Q_{moy, j}}{24} = 15360/24 = 640 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **le débit de pointe :**
- **En temps sec :**

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pte, s} = K_p \cdot Q_{moy, j}$$

Avec :

$$K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moy}} \ ; \text{ Si } Q_{moy} > 2,8 \text{ l/s.} \qquad Q_{moy} \text{ en (l/s).}$$

$$K_p = 3 \qquad ; \text{ Si } Q_{moy} \leq 2,8 \text{ l/s.}$$

Dans notre cas le $K_p=1,69$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_{pte, s} = 1,69 \cdot 640 = 1082 \text{ m}^3/\text{h} \qquad Q_{pte, s} = 1082 \text{ m}^3/\text{h}.$$

-En temps de pluie :

$$Q_{pte, p} = (2-3) Q_{pte, s}$$

$$\text{Donc : } Q_{pte, p} = 1081,6 \cdot 3 = 3244,8 \text{ m}^3/\text{h} \qquad \Rightarrow \qquad Q_{pte, p} = 3246 \text{ m}^3/\text{h}.$$

- **Débit diurne :**

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au

cours de la quelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée.

Soit :

$$Qd = \frac{Q_{moy,j}}{24} = 15360/16 = 960 \text{ m}^3/\text{h} \qquad Qd=960\text{m}^3/\text{h}.$$

➤ **Evaluation des charges polluantes :**

On calcule les charges polluantes à partir des résultats des analyses

☞ **La charge moyenne journalière en DBO5:**

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

Avec :

L0 : Charge moyenne journalière en DBO5.

CDBO5 : La concentration en DBO5 moyenne (Kg / m³).

Qmoy, j : Débit moyen journalier en (m³ / j)

• **Horizon (2030) :**

Nous avons : C_{DBO5}=458,33 mg/l.

On obtient : $L_0 = 458,33 \cdot 10^{-3} \cdot 11760 \Rightarrow L_0 = 5389,96 \text{ Kg/j}.$

• **Horizon (2040) :**

Nous avons : C_{DBO5}=458,33 mg/l.

On obtient : $L_0 = 458,33 \cdot 10^{-3} \cdot 15360 \Rightarrow L_0 = 7039,33 \text{ Kg/j}.$

☞ **La charge en MES**

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

Avec :

N0 : charge moyenne journalière en MES.

CMES : la concentration moyenne en MES (Kg / m³).

• **Horizon (2030) :**

Nous avons : C_{MES}=583,33 mg/l.

Donc : $N_0 = 583,33 \cdot 10^{-3} \cdot 11760 \Rightarrow N_0 = 6859,96 \text{ kg/j}.$

• Horizon (2040) :

Nous avons : $C_{MES}=583,33 \text{ mg/l}$.

Donc : $N_0 = 583,33 \cdot 10^{-3} \cdot 15360 \Rightarrow N_0=8959,95\text{kg/j}$

Tableau IV.2 : récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement

PARAMETRES :	UNITES :	HORIZON :	
		2030	2040
Capacité	Eq.Hab	98000	128000
Charge hydraulique			
- journalière	m3/j	11760	15360
- moyenne horaire (Qm) sur 24h	m3/h	490	640
-débit diurne	m3/h	735	960
-*coefficient de pointe		1,71	1,69
- pointe horaire en temps sec (QPs)	m3/h	840	1082
- pointe horaire en temps de pluie (QPp)	m3/h	2520	3246
Charge polluante			
DBO5			
- charge spécifique	g/hab/j	55	55
- charge journalière	Kg/j	5389.96	7039.95
- concentration correspondante	mg/l	458.33	458.33
MES			
- charge spécifique	g/hab/j	70	70
- charge journalière	Kg/j	6859.96	8959.95
- concentration correspondante	mg/l	583.33	583.33
DCO			
- charge spécifique	g/hab/j	1375	1375
- charge journalière	Kg/j	13474.96	17600
- concentration correspondante	mg/l	1145.83	1145.83

IV.1.5.conclusion :

les résultats des analyses montrent l'existence d'une pollution biologique et l'absence des éléments toxiques, vu la nature domestique du rejet.

IV.2. Les prétraitements :

IV.2.1.Introduction :

Les prétraitements sont constitués par une série d'opérations physiques ou mécaniques 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

IV.2.2.Calcul du dégrilleur :

IV. 2.2.1.Horizon 2030 :

- **La largeur des grilles :**

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

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots\dots\dots(IV.8)$$

Avec :

B : largeur de la grille

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

β : fraction de la surface occupée par les grilles.

$$\beta = \frac{e}{d + e} \dots\dots\dots(IV.9)$$

Tel que :

d : épaisseur des barreaux (cm)

e : espacement des barreaux.

Tableau IV.3 : 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 : surface de passage de l'effluent $S = \frac{Q_p}{V}$

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 :

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

- **Le dégrillage grossier:**

On a : $Q_p = 840 m^3 / h = 0,233 m^3 / s$

On prend $\alpha = 60^\circ$

$$V = 1 m / s$$

$$h_{\max} = 0,4 m$$

$\sigma = 0,5$ (Dégrillage automatique)

$d = 2 \text{ cm}$ et $e = 8 \text{ cm}$, donc $\beta = 0,8$

On obtient :

$$B = \frac{0,233 \cdot \sin(60^\circ)}{1,0,4 \cdot (1 - 0,8) \cdot 0,5} = 5,04 m$$

on prend deux grilles de 2.5m de largeur.

- **Le dégrillage fin :**

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

Ce qui donne $\beta = 0,5$

$$B = \frac{0,233 \cdot \sin(60^\circ)}{1,0,4 \cdot (1 - 0,5) \cdot 0,5} = 2,01 m$$

On prend : $B = 2 m$, on prend deux grilles de 1m de largeur.

- Le calcul de la longueur mouillée de la grille :

On a : $\sin \alpha = h_{\max} / L_0$ alors : $L_0 = h_{\max} / \sin 60 = 0,4 / \sin 60$

$$L_0 = 0,46 m$$

-La longueur de la grille :

$L = L_0 + 0,5$ donc $L = 1$ m

IV.2.2.2. Horizon 2040 (extention):

• **Le dégrillage grossier :**

On a : $Q_p = 0,067 m^3 / s$ Q_p : débit de pointe a temps sec.

On prend : $\alpha = 60^\circ$

$V = 1 m / s$

$h_{max} = 0.4 m$

$\sigma = 0.5$ (Dégrillage automatique)

$d = 2$ cm et $e = 8$ cm, donc $\beta = 0.8$

On obtient :

$$B = \frac{0.067 \sin(60^\circ)}{1.0,4 \cdot (1 - 0.8) \cdot 0,5} = 1,4 m$$

On prend : $B = 1,4 m$

• **Le dégrillage fin :**

Pour le dégrillage fin, on prend : $e = 1 cm$, $d = 1 cm$

Ce qui donne $\beta = 0,5$

$$B = \frac{0,067 \cdot \sin(60^\circ)}{1.0,4(1 - 0,50) \cdot 0,5} = 0,49 m$$

On prend : $B = 0.5 m$.

- Le calcul de la longueur mouille de la grille :

On a : $\sin \alpha = h_{max} / L_0$ alors : $L_0 = h_{max} / \sin 60 = 0,4 / \sin 60$ $L_0 = 0,46$ m

-La longueur de la grille :

$L = L_0 + 0,5$ donc $L = 1$ m

➤ **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 :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.10)$$

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/s²).

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

• **La grille grossière :**

On a :

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

$$d = 2\text{cm}, e = 8\text{cm}, \alpha = 60^\circ, V = 1\text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{8} \right)^4 \frac{(1)^2}{2.9,81} \sin^3 60^\circ = 0,0124\text{m}$$

$$\Delta H = 1,24\text{cm}$$

• **La grille fine :**

On a :

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

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

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{1}{1} \right)^4 \frac{(1)^2}{2.9,81} \sin^3 60^\circ = 0,079\text{m}$$

$$\Delta H = 7,90\text{cm}$$

Tableau IV.4. : Résultats du dimensionnement des grilles

Dégrilleur	Horizon 2030		Horizon 2040	
	Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
La largeur B (m)	5	2	1.4	0.5
La perte de charge ΔH (cm)	1,24	7,9	1,24	7,9
La longueur L (m)	1	1	1	1

IV.2.3. Le dessablage-déshuilage :

➤ **Le dessablage :**

Les dessableurs permettent de retenir les graviers, les sables et les matières minérales de dimensions > 0,2mm, en laissant passer les matières organiques en suspension. Une vitesse de 0,3m/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

➤ **Le calcul de dessableur déshuileur de la station :**

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 raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

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

$$\frac{L}{H} \leq \frac{Ve}{Vs}$$

Où :

Ve : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement)

Vs : Vitesse de sédimentation.

L : Longueur de bassin.

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

Le dessableur doit être dimensionné dans l'un des rapports suivants :

$$\frac{H}{l} = 1,5 .$$

- La vitesse d'écoulement doit être comprise dans l'intervalle $0,2 < Ve \leq 0,5$ (m/s).
- La vitesse de sédimentation doit être comprise dans l'intervalle $40 < Vs < 70$ ($m^3 / m^2 / h$).

Pour le dimensionnement, on prend :

$$Ve = 0,3m / s$$

$$Vs = 50m / h = 0,014m / s.$$

$$H= 2m$$

IV.2.3.1.Horizon 2030 :

Le débit de pointe a temps de pluie $Q_p = 0,7m^3 / s$

- **Section verticale :**

$$S_v = \frac{Q_p}{Ve} \dots\dots\dots(IV.11)$$

$$S_v = \frac{Q_p}{Ve} = \frac{0,7}{0,3}$$

$$S_v = 2,33m^2$$

- **Section horizontale :**

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} \dots\dots\dots(IV.12)$$

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{0,7}{0,014}$$

$$S_h = 49,16m^2$$

- **Le volume du dessableur :**

$$V = S_h.H \dots\dots\dots(IV.13)$$

$$V = S_h.H = 98,32$$

$$V = 98,32m^3$$

- **Longueur du dessableur :**

On prend :

La hauteur $H=2m$, $\frac{L}{H} = 3$

Donc : $L=6m$

- **Largeur du dessableur :**

$$l = \frac{S_h}{L} \dots\dots\dots(IV.14)$$

$$l = \frac{S_h}{L} = \frac{49,16}{6} = 8,19m$$

On prend : $l = 8,2m$

- **Le temps de séjour dans le bassin :**

$$t_s = \frac{V}{Q_p} \dots\dots\dots(IV.15)$$

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{98,32}{0,7} = 143''$$

$$t_s = 2' 23''$$

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

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

$$q_{air} = Q_p.V \dots\dots\dots(IV.16)$$

Tel que : V est le volume d'air à injecter (1,5 m³ d'air/ m³ d'eau)

$$q_{air} = 0,7.1,5 = 0,95m^3 d'air / s$$

$$q_{air} = 3420 m^3 d'air / h$$

IV.2.3.2. Horizon 2040 (extention) :

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

$$Q_p = Q_{p(2040)} - Q_{p(2034)} = 0,902 - 0,7 = 0,202$$

$$Q_p = 0,202 m^3 / s$$

Pour le dimensionnement, on prend :

$$V_e = 0,3 m / s$$

$$V_s = 50 m / h = 0,014 m / s.$$

$$H = 2 m$$

- **Section verticale :**

$$S_v = \frac{Q_p}{V_e} = \frac{0,202}{0,3}$$

$$S_v = 0,67 m^2$$

- **Section horizontale :**

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{0,202}{0,014}$$

$$S_h = 14,43 m^2$$

- **Longueur du dessableur :**

On prend :

$$\text{La hauteur } H = 2 m, \quad \frac{L}{H} = 3$$

$$\text{Donc : } L = 6 m$$

- **Largeur du dessableur :**

$$B = \frac{S_h}{L} = \frac{14,43}{6} = 2,41 m$$

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

$$\text{alors , on prend : } S_h = 6 \cdot 2,5 = 15 m^2.$$

- **Volume du bassin :**

$$V = S_h \cdot H = 15 \cdot 2 = 30$$

$$V = 30 m^3$$

- **Le temps de séjour dans le bassin :**

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{30}{0,202} = 149''$$

$$t_s = 2'29''$$

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

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

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

Tel que : V est le volume d'air à injecter (1,5 m³ d'air/ m³ d'eau)

$$q_{air} = 0,202 \cdot 1,5 = 0,303 \text{ m}^3 \text{ d'air / s}$$

$$q_{air} = 1090,8 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

➤ **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.

- **Horizon 2030 :**

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est MES= 6859.96 Kg/j

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

$$\text{MVS} = 6859.96 \cdot 0,7 = 4802 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$\text{MM} = 6859.96 \cdot 0,3 = 2058 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales éliminées :

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

$$\text{MM}_e = 2058 \cdot 0,7 = 1440,6 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$\text{MM}_s = \text{MM} - \text{MM}_e = 2058 - 1440,6 = 617,4 \text{ Kg/j}$$

Les MES à la sortie de dessableur:

$$\text{MES}_s = \text{MVS} + \text{MM}_s = 4802 + 617,4$$

$$\text{MES}_s = 5419,4 \text{ Kg/j}$$

- **Horizon 2040 :**

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est MES= 8959.95 Kg/j

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

$$\text{MVS} = 8959.95 \cdot 0,7 = 6271.95 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$\text{MM} = 8959.95 \cdot 0,3 = 2688 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales éliminées :

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

$$\text{MM}_e = 2688 \cdot 0,7 = 1881,6 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 2688 - 1881,6 = 808,4 \text{ Kg/j}$$

Les MES à la sortie de dessableur: $MES_s = MVS + MM_s = 6271,95 + 808,4$

$$MES_s = 7080,35 \text{ Kg/j}$$

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

Tableau IV.5 : dimensions du dessableur-déshuileur

Dimensions	unité	2030	2040
- longueur	m	6	6
- largeur	m	8.2	2,5
- hauteur	m	2	2
- volume	m ³	98.32	30
- quantité d'air	m ³ /h	3420	1080.8
- temps de séjour	mn	2'23"	2'29"

IV.2.4.Conclusion

Le dégrillage sera donc assuré par deux grilles courbés, fonctionnant d'une façon alternative et à nettoyage automatique. Ce type de grille demande un encombrement relativement faible pour une grande surface utile.

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

IV.3. Les traitements primaires :

IV.3.1.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 dégraillée et dessablée, contient encore des matières organiques et minérales décantables, qui vont subir une décantation.

IV.3.2.Dimensionnement du décanteur primaire :

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 [7].

La vitesse limitée est donnée par la relation :

$$V = Q_p / Q_m \dots\dots\dots (IV.17)$$

$$V_{lim} = Q_p / S_h \text{ (m/h)} \dots\dots\dots (IV.18)$$

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 IV.6: les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ [7]

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

IV.3.2.1. Horizon 2030 :

$K = Q_{pts} / Q_{moy h} = 840 / 490 = 1,71$ 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.

$$Q_{pTp} = 840 \text{ m}^3/\text{h} = 0,233\text{m}^3/\text{s}$$

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

- **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = Q_p/V_{lim} = 840/2 = 420 \text{ m}^2 \text{ on prend: } S_h = 420 \text{ m}^2$$

- **Volume du décanteur ($T_s = 1,5\text{h}$):**

$$V = Q_p * T_s = 840 * 1,5 = 1260 \text{ m}^3 \text{ on prévoit deux décanteurs } V_1 = V_2 = V = 630\text{m}^3$$

- **La hauteur du décanteur :**

$$H = V / S_h \dots\dots\dots(\text{IV.19})$$

$$H = V / S_h = 630 / 210$$

$$H = 3 \text{ m} \quad \text{on prend: } H = 3 \text{ m}$$

- **Le diamètre du décanteur:**

$$\sqrt{\frac{4V}{\pi.H}} \dots\dots\dots(\text{IV.20})$$

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.630}{3,14.3}} = 16\text{m}$$

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

- **Détermination du temps de séjours :**

pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{moy} = 630/490 = 1\text{h } 17 \text{ min.}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_p = 630/840 = 0.75\text{h}$$

- **la longueur de déversoir :**

$$L_{dev} = \pi.D \dots\dots\dots(\text{IV.21})$$

$$L_{dev} = \pi * 16 = 50,2\text{m} \text{ donc } L_{dev} = 50.2 \text{ m}$$

- **débit déversé :**

$$Q_{dev} = Q_p / (2 * L_{dev}) = (840 * 24) / (2 * 50.2) = 200,64 \text{ m}^3/\text{mj}$$

Donc : $Q_{dev} = 200,64 \text{ m}^3/\text{mj}$

- Si on installe des échancrures triangulaires ($\sqrt{90^\circ}$) :

- **nombre d'échancrures :**

$$N = L_{dev} / e \dots\dots\dots (IV.22)$$

N : nombre d'échancrures

L_{dev} : longueur déversé

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

Donc :

$$N = 50,2 / 0,2 = 251,4 \quad N = 252$$

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

$$Q_{ech} = Q_p / (2 * N) \dots\dots\dots (IV.23)$$

Donc:

$$Q_{ech} = (840 * 24) / (2 * 252) = 40 \text{ m}^3/\text{j} \quad Q_{ech} = 40 \text{ m}^3/\text{j}$$

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

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de : [1]

35% de DBO₅

60% de MES

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

$$DBO_5 = 5389,96 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 5419,4 \text{ Kg/j}$$

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

$$DBO_{5e} = 0,35 * DBO_5' = 0,35 * 5389,96 = 1886,49 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 * MES' = 0,6 * 5419,4 = 3251,64 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 * MES_e = 0,7 * 3251,64 = 2276,15 \text{ Kg/j}$$

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

$$MES_s = MES - MES_e = 5419,4 - 3251,64 = 2167,76 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 5389,96 - 1886,49 = 3503,47 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 * MES_s = 0,7 * 2167,76 = 1517,43 \text{ Kg/j}$$

IV.3.2.2. Horizon 2040 (extention):

$$Q_p = Q_{p2040} - Q_{p2030} = 1082 - 840$$

$$Q_p = 242 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

- **Calcul du décanteur :**

- **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = Q_p / V_{lim} = 242 / 2 = 121 \text{ m}^2$$

$$S_h = 121 \text{ m}^2$$

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

$$V = 242 * 1,5 = 363 \text{ m}^3$$

$$V = 363 \text{ m}^3$$

- **La hauteur du décanteur :**

$$H = V / S_h = 363 / 121 = 3 \text{ m}$$

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

- **Le diamètre du décanteur:**

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.363}{3,14.3}} = 13,98 \text{ m}$$

$$D = 14 \text{ m}$$

- **Détermination du temps de séjours :**

- pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{\text{moy}} = 363 / 640 = 0,57 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_p = 363 / 1082 = 0,3 \text{ h}$$

- **la longueur de déversoir :**

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

$$L_{\text{dev}} = \pi * 14 = 42,57 \text{ m} \quad \text{donc} \quad L_{\text{dev}} = 42,57 \text{ m}$$

- **débit déversé :**

$$Q_{\text{dev}} = Q_p / (2 * L_{\text{dev}}) = (242 * 24) / (2 * 42,57) = 32,18 \text{ m}^3/\text{mj}$$

$$\text{Donc :} \quad Q_{\text{dev}} = 32,18 \text{ m}^3/\text{mj}$$

- Si on installe des échancrures triangulaires ($\sqrt{90^\circ}$) :

- **nombre d'échancrures :**

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

N : nombre d'échancrures

Ldev : longueur déversé

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

$$N = 42,57 / 0,2 = 212,85 \quad N = 213$$

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

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

Donc:

$$Q_{\text{ech}} = (242 * 24) / (2 * 213) = 11,23 \text{ m}^3/\text{j} \quad Q_{\text{ech}} = 11,13 \text{ m}^3/\text{j}$$

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

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

$$DBO_5' = DBO_{5(2040)} - DBO_{5(2030)} = 7039.95 - 5389.96 = 1650 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = MES_{(2040)} - MES_{(2030)} = 7080.35 - 5419.4 = 1660.95 \text{ Kg/j}$$

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

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 1650 = 577.5 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 1660.95 = 996.57 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 996.57 = 697,6 \text{ Kg/j}$$

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

$$MES_s = MES' - MES_e = 1660.95 - 996.57 = 664.38 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5' - DBO_{5e} = 1650 - 577.5 = 1072.5 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 664.38 = 465,1 \text{ Kg/j}$$

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

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

Décanteur primaire	Unité	2030	2040
Surface horizontale	m ²	420	121
Volume	m ³	630	363
Hauteur	m	3	3
Diamètre	m	16	14
Nombre de décanteur	-	2	1
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	h	1.28	0,57
Temps de séjour pour le débit de pointe en temps sec	h	0.75	0,3

IV.3.3.conclusion :

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.

IV.4. Les traitements secondaires :

IV.4.1.Introduction :

Les procédés biologiques ont réalisé ces dernières années de grands progrès permettant d'atteindre une efficacité remarquable dans l'élimination des matières organiques.

Le traitement biologique est très adapté pour les eaux usées urbaines.

Le traitement par boues activées développera trois principaux procédés de traitement :

1. Boues activées à forte charge
2. Boues activées à moyenne charge
3. Boues activées à faible charge

Et d'après les définitions de différents procédés et leurs avantages et inconvénients on choisit le dimensionnement la station par deux procédés moyenne et à faible charges et cela en vue de faire une étude économiques entre ces deux dernières ainsi que c'est les plus répandu en Algérie.

IV.4.2.Dimensionnement du bassin d'aération et le clarificateur (étude de la variante à moyenne charge) :

- La charge massique (C_m) : C'est le rapport de la pollution exprimé en DBO_5 entrant par unité de masse de boues présentées.

$$C_m = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{masse du bas sin (Kg)}} = \frac{L_0}{XaV} = \frac{L_0}{Xt} (\text{Kg } DBO_5 / \text{Kg.MVS.j})$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg } DBO_5 / \text{Kg.MVS.j} \quad [7]$$

- La charge volumique (C_v) :

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

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

Pour le traitement à moyenne charge :

$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg } DBO_5 / \text{m}^3 \text{ j}$ - Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de C_m : $C_m = 0,4 \text{ Kg } DBO_5 / \text{Kg MVS j}$

a. Bassin d'aération :

Horizon 2030:

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 11760 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 490 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps de pluie $Q_p = 2520 \text{ m}^3/\text{h}$

- Débit diurne $Q_d = 735 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $Lo = 3503,47 \text{ Kg/j}$
- La concentration des MVS dans le bassin (X_a)

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

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
 $So = Lo/Q_{\text{moy j}} = 3503,47/11760 = 298 \text{ mg/l}$
- La charge polluante à la sortie ($S_f = 30\text{mg/l}$)
 $L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 30 \cdot 11760 = 352,8 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$
- La charge polluante éliminée
 $Le = Lo - L_f = 3503,47 - 352,8 = 3150,67 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$
- Le rendement de l'épuration
 $\eta_{ep} = (Lo - L_f)/Lo = (3150,67/3503,47) \cdot 100 = 92\%$

Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur B et de hauteur H.

1. Volume du bassin :

$$V = Lo/C_v \dots\dots\dots (IV.24)$$

$$V = Lo/C_v = 3503,47/1,2 = 2919,56 \text{ m}^3$$

On prend $V = 2920 \text{ m}^3$

On devise le volume on deux donc on aura deux bassin d'aération

$$V_1 = V_2 = 2920/2 = 1460 \text{ m}^3$$

2. La hauteur du bassin :

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

$$H = 5 \text{ m}$$

3. surface horizontale du bassin :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{1460}{5}$$

$$S_h = 292 \text{ m}^2$$

4. Calcul des dimensions du bassin (carré)

$$L = \sqrt{S_h} = 17\text{m}$$

$$L = 17\text{m}$$

5. La masse de boues dans le bassin :

$$X_a = \frac{L_o}{C_m} \dots\dots\dots (II5)$$

$$X_a = \frac{L_o}{C_m} = \frac{3503,47}{0,4} = 8758,7Kg$$

6. Concentration de boues dans le bassin :

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{8758,7}{2920} \qquad [X_a] = 3Kg/m^3$$

7. Calcul du temps de séjour :

- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{1460}{490} = 2h58min$$

- Pour le débit diurne

$$T_s = \frac{V}{Q_d} = \frac{1460}{735} = 1h59min$$

- Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{1460}{2520} = 49min$$

8. Besoin en oxygène :

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

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X t \quad (Kg/j) \dots\dots\dots (IV.27)$$

Le : la charge DBO₅ éliminée (Kg/j)

Xt: 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 [5]

Tableau n° : IV.8 : Charge massique en fonction de a' [5]

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

On a Cm = 0,4 Kg DBO₅ /Kg MVS.j

Donc a' = 0,53

b' : coefficient cinétique de respiration endogène

$$b' = 0,13.C_m^{-0,05} = 0,13(0,4)^{-0,05} = 0,01gO_2 / gMVS.j \quad \text{Donc :}$$

La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = 0,53.3150,67+(0,01.8758,7) = 1757,44 \text{ Kg } O_2/j$$

La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 1757,44/24 = 73,2 \text{ Kg } O_2/h$$

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

$$q_{O_2}/m^3 = 1757,44/2920 = 0,6 \text{ Kg } O_2/m^3j$$

La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{O_2} \text{ pte} = (a'Le/ Td)+(b'.Xa.V/24)$$

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

Td : période diurne en heures Td= 16h

(Le = Se.Qmoy.j/Td) : la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2} \text{ pte} = 0,53.3150,67/16+ (0,01.8758,7/24) = 108,02\text{Kg } O_2/h$$

9.Système d'aération :

☞ **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 [12]

- Les appareils à axe vertical on les subdivise en deux types :
 - turbines tentes avec des vitesses de 40 à 100 tr/ mn et des apports spécifiques brut de 0,8 à 1,5 Kg O₂/Kwat.h [12]
 - 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 chaires, flottantes, faciles à entretenir et s'adaptent aux fluctuations des débits.

☞ **Calcul de l'aérateur de surface à installer :**

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

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

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots (IV.27)$$

- E_n : Puissance de l'aération nécessaire.
- q_{O₂} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)
- E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance.

On prend : $E_a = 1.5 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$ [4]

Donc : $E_n = 108,02/1.5 = 72.02 \text{ kw}$

$E_{n,t} = 72.02 \text{ Kw}$

-Puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = Sh * Pa \dots\dots\dots (IV.28)$$

Pa : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbée (Pa) pour les aérateurs de surface est $Pa = 80 \text{ w/m}^2$

Sh : surface horizontale du bassin.

Donc : $E_b = Sh * Pa = 292 * 80 = 23.36 \text{ kw}$.

-Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$N_a = E_n / E_b = 72,02 / 23,36 = 3.08$$

On prend deux aérateurs ($N_a = 4$).

10. Bilan de boues

- Calcul de la quantité des boues en excès

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots\dots\dots (IV.29) [4]$$

Avec :

X_{\min} : Boues minérales. (30 % de MES)

X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. [4]

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO₅ éliminées).

a_m : Varie entre 0,55 < a_m < 0,65. On prend $a_m = 0.6$.

L_e : Quantité de DBO₅ à éliminer (Kg/j).

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

$$b = 0,07$$

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

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

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **2167,76Kg/j**

$$X_{\min} = 0,3 * 2167,76 = 650,33 \text{ Kg/j}$$

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

$$X_{\text{dur}} = 0,3 (1517,43) = 455,23 \text{ kg/j}$$

$$\alpha_m L_c = 0,6 \cdot 3150,67 = 1890,40 \text{ Kg/j}$$

$$X_c = 1,07 \cdot 8758,7 = 613,10 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 11760 = 352,8 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Alors } \Delta X = 650,33 + 455,23 + 1890,40 - 613,10 - 352,80 = 2038,06 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = 2038,06 \text{ Kg/j}$$

-Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (IV.29)$$

Avec : X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).

I_m : L'indice de Mohlman.

I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100÷150). Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

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

D'où : $X_m = \frac{1200}{125}$

$$X_m = 9.6 \text{ Kg/m}^3$$

• **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{exés}} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots\dots\dots (B0)$$

$$Q_{\text{exés}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{2038,06}{9,6} \quad Q_{\text{exés}} = 212,3 \text{ m}^3 / \text{j}$$

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

$$q_{\text{sp}} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots (IV.31)$$

; V : volume de bassin

$$q_{\text{sp}} = \frac{2038,06}{2920}$$

$$q_{\text{sp}} = 0,70 \text{ Kg / m}^3/\text{j}.$$

• **Le taux de recyclage**

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

Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots(B2)$$

R :taux de recyclage(%)

[X_a] :concentration des boues dans le bassin = 3Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100.3}{\frac{1200}{125} - 3} \qquad R=45,45\%$$

● **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R Q_j \dots\dots\dots (IV.33)$$

Donc :

$$Q_r = 0,45.11760 = 5345,45 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow \quad Q_r = 5345,45 \text{ m}^3/\text{j}$$

Remarque

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

● **Age des boues :**

L'age 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 :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots(IV .34)$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{8758,7}{2038,06} = 4,30 \text{ jours} .$$

A_b = 4 jours et 7 heures.

$$A_b=4,3 \text{ jours}$$

b. le clarificateur(variante moyenne charge) :

.Horizon :2030

Données de base

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure .On prend $t_s = 1,5h$. [11]
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp} = 2520 m^3/h$

a- Le volume du clarificateur :

$V = Q_p \cdot t_s = 2520 \cdot 1,5 = 3780 m^3$. On prend deux décanteur en cas de panne
donc $V' = V/2 = 1890 m^3$

b- Hauteur du clarificateur :

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

On prend : $H = 5m$

c- La surface horizontale du décanteur :

$$S_h = v/h = 1890 / 5 = 378 m^2$$

$$S_h = 378 m^2$$

d- Le diamètre du décanteur :

$$e- D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1890}{3,14 \cdot 5}} = 17,76 m.$$

f- On prend $D = 18$ m

g- Le temps de séjour :

$$T_s = v / Q$$

- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} = 1890/490 = 4,25 h$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} = 1890/840 = 2,3 h$$

- Pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp} = 1890/2520 = 0,75 h$$

IV.4.3. calcul du bassin d'aération et le clarificateur(variante moyenne charge) :

l'horizon 2040(extention) :

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

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

$$\text{Donc : } Q_{ptp} = 3246 = 726 m^3/h$$

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

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

$$DBO_5 = DBO_5(2040) - DBO_5(2030) = 7039,95 - 3503,47 = 3536,48 \text{ Kg/j}$$

$$MES = MES(2040) - MES(2030) = 8959,95 - 1517,43 = 7442,52 \text{ Kg/j}$$

<ul style="list-style-type: none"> • Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin Eb • Le nombre d'aérateurs dans le bassin N 	Kw	47.15
	-	2
- Dimensionnement du décanteur secondaire		
• Volume du bassin V	m ³	705
• Surface horizontale du décanteur Sh	m ²	141
• Hauteur du décanteur H	m	5
• Le diamètre du décanteur D	m	13.8
• Le temps de séjours Ts	h	4.7
- Bilan de boues		
• Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	5125,87
• Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,6
• Le débit de boues en excès Q_{exce}	m ³ /j	8,29
• Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,79
• Le taux de boues recyclées R	%	45,45
• Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	68 ,2
• Age des boues A_b	j	1.72

IV.4.4. Dimensionnement du bassin d'aération et le clarificateur (la variante à faible charge) a l'horizon2030:

Etant donnée que les ouvrages de prétraitement ne traitent pas de la charge polluante à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui de la variante à moyenne charge, il s'agit des ouvrages suivants :

- le dégrilleur
- le dessableur déshuileur
- le décanteur secondaire

Le décanteur primaire peut être supprimé dans le traitement à faible charge.

Malgré qu'il n'y ait pas de rejets industriels, nous allons projeter une station par un déshuileur car les rejets domestiques, et publics renferment des graisses et des huiles.

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

- **Charge massique**

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO5/Kg MVS j [6]}$$

On prendra : $C_m = 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

- **Charge volumique**

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

On prendra : $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$

☞ **Donnée de base :**

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 11760 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 490 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_p = 840 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0 = 5389,96 \text{ Kg/j}$
- Concentration de l'effluent en DBO_5

$$S_o = L_0/Q_{\text{moy j}} = 5389,96/11760 = 458,33 \text{ mg/l}$$
- La charge polluante à la sortie ($S_f = 30\text{mg/l}$)

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 30 \cdot 11760 = 352,8 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$
- La charge polluante éliminée

$$L_e = L_0 - L_f = 5389,96 - 352,8 = 5037,16 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$
- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{\text{ep}} = (L_0 - L_f)/L_0 = 5037,16 / 5389,96 = 93\%$$

a.bassin d'aération:

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

Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur B et de hauteur H.

● **le volume du bassin**

$$V_a = L_0/C_v$$

- ✓ C_v : Charge volumique ($\text{kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$). $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$
- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) ($\text{kg DBO}_5/\text{j}$).

$$L_0 = 5389,96 \text{ kg/j}$$

D'ou : $V = L_0/C_v = 5389,96 / 0,5 = 10779,92 \text{ m}^3$

$$V = 10780\text{m}^3$$

Vu que le volume du bassin est important, on projette deux bassins carrés de volume identique de $V=5390\text{m}^3$

● **La hauteur du bassin**

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

$$H = 5 \text{ m}$$

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

● **Surface horizontale du bassin**

$$S_h = V/H = 5390/5 = 1078 \text{ m}^2$$

$$S_h = 1078 \text{ m}^2$$

- **Calcul des dimensions du bassin :**

-forme carrée : $Sh=L^2$ $L=\sqrt{1078}=32,8m$

$L=32.8m$

La masse de boues dans le bassin :

$$X_a = \frac{L_o}{C_m} = \frac{5389,96}{0,2} = 26949,8Kg$$

$$\text{Concentration de boues dans le bassin } [X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{26949,8}{10779,92} ;$$

$$[X_a] = 2,5Kg / m^3$$

- **Calcul du temps de séjour :**

- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{5390}{490} = 11h$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{5390}{840} = 6h 25 \text{ min}$$

- Pour le débit diurne

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{5390}{735} = 7h 20 \text{ min}$$

Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{5390}{2520} = 2h 42 \text{ min}$$

***Besoin en oxygène :**

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

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

L_e : la charge DBO₅ éliminé (Kg/j) = 508,84- 46,12 = 462,72mg/l

X_a : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg)

a' : coefficient respiratoire du système cellulaire $a' = 0,6$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène $b' = 0,07 j^{-1}$

Donc

-La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{o_2} = 0,6.5037,16 + (0,07.26949,8) = 4908,78 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

-La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2} = 4908,78/24 = 204,53 \text{ Kg } O_2/h$$

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

$$q_{O_2} \text{ m}^3 = 4908,78/10780 = 0,46 \text{ Kg } O_2/m^3j$$

-La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{O_2} \text{ pte} = (a'Le/ Td)+(b'.Xa.V/24)$$

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

Td : période diurne en heures Td= 16h

(Le = Se.Qmoy.j/Td) : la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2} \text{ pte} = 0,6.11760/16+ (0,07. 26949,8/24) = 372,6 \text{ Kg } O_2/h$$

- **Besoin réel en pointe en oxygène**

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \cdot \beta}$$

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8$$

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

On prend :

$$\beta = 0,85$$

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{372,6}{0,6 \cdot 0,85} = 547,94 \text{ Kg } O_2/h$$

$$\text{En moyenne : } q_{O_2 \text{ réel jour}} = \frac{4908,78}{0,6 \cdot 0,85} = 7218,79 \text{ Kg } O_2/j$$

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

a. Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n) : Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre **1 et 2** kg O₂/kwh .

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

On prend : $E_a = 1,5 \text{ kg } O_2/ \text{ kWh}$

$$\text{Donc : } E_n = \frac{547,94}{1,5} = 365,29 \text{ kw}$$

$$E_n = 347,29 \text{ Kw}$$

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

$$E_b = Sh * Pa \quad \text{avec : } Pa = 80 \text{ w/m}^2$$

$$\text{Donc : } E_b = Sh * Pa = 2 * 1078 * 80 = 172,48 \text{ kw.}$$

$$E_b = 172,48 \text{ Kw}$$

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

$$Na = E_n / E_b = 347,29/172,48 = 1,62$$

On prend deux aérateurs (Na=3).

☞ **Bilan de boues :**

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

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

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

Pour la faible charge on prend :

$$a_m = 0.65 [1]$$

$$b = 0,05$$

La charge journalière en MES à la sortie de dessaleur-déshuileur est **5419,4 Kg/j**

$$X_{\min} = 0,3 * 5419,4 = 1625,82 \text{ Kg/j}$$

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

$$X_{dur} = 0,3 (0,7 * 5419,4) = 1138,07 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,65 * 5037,16 = 3274,15 \text{ kg/j}$$

$$b X_a = 0,05 * 26949,8 = 1347,49 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,03 * 11760 = 352,8 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Alors : } \Delta X = 1625,82 + 1138,07 + 3274,15 - 1347,49 - 352,8 = 4337,75 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = 4337,75 \text{ Kg/j}$$

● **Concentration des boues en excès**

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

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

$$\text{D'où : } X_m = \frac{1200}{125}$$

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

● **Le débit de boues en excès**

$$\text{Ce débit est donné par : } Q_{D,exc} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{4337,75}{9,6} = 451,85 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{exc} = 451,85 \text{ m}^3/\text{j}$$

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

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

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{4337,75}{10780} = 0,40 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$$

$$\Rightarrow q_{sp} = 0,40 \text{ Kg / m}^3.$$

● **Le taux de recyclage**

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

- R : taux de recyclage(%)

- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 2,5 Kg/m³

$$R = \frac{100 \times 2,5}{\frac{1200}{125} - 2,5} = 35,21$$

$$R = 35,21\%$$

c) Le débit des boues recyclées

$$Q_r = R Q_j$$

$$\text{Donc : } Q_r = 0,3521 \times 11760 = 4140,70 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow \quad Q_r = 4140,70 \text{ m}^3/\text{j}$$

• **Age des boues**

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{26749,8}{4337,75} = 6,21 \text{ jours}$$

$$A_b = 6,21 \text{ jours}$$

b. Calcul du clarificateur:

• **Données de base**

✓ Le temps de séjour : **ts = (1,5÷2) heure** .On prend **ts = 1,5h**.

✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : **Q_{ptp} = 2520 m³/h**

N.B : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

IV.4.5. Calcul du bassin d'aération et le clarificateur(a faible charge).a l'horizon 2040:

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

• Débit de la station

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2030)}$$

$$Q_{ptp} = 3246 - 2520 = 726 \text{ m}^3/\text{h}$$

• Débit moyen journalier $Q_{moy j} =$

$$Q_{moy j(2040)} - Q_{moy j(2030)} = Q_{moy j}$$

$$j = 15360 - 11760 = 3600 \text{ m}^3/\text{j}$$

La charge en MES à la sortie du dessableur-déshuileur est de :

$$7080,35 - 5419,4 = 1660,95 \text{ kg/j}$$

La forme de l'aérateur est carré

La forme du clarificateur est circulaire.

Les caractéristiques techniques de l'aérateur et du décanteur secondaire pour l'horizon 2040 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons(2030/2040) :

Désignations	Unité	2030	2040
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m ³ /j	11760	3600
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m ³ /h	490	150
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m ³ /h	2520	726
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	5419,4	1660,95
Concentration de l'effluent en DBO ₅ : S_o	mg/l	461	461
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO ₅ /j	352,8	108
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO ₅ /j	5066,6	1552,95
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	93,50	93,50
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m ³	5390	3322
nombre	- m	2	2
Hauteur du bassin H	m ²	5	5
Surface horizontale du bassin S_h	m	1078	664,4
Coté du bassin L	Kg	32,8	25,78
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg / m ³	26949,8	8304,75
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$		2.5	2.5
Temps de séjours T_s	h		
- débit moyen horaire	h	11	11
- débit de pointe par temps sec	h	6,25	6,30
- débit de la station		2,42	2,49
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}			
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2/24}$	KgO ₂ /j	4908,78	1513,10
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2/m^3}	KgO ₂ /h	204,53	63.04
	KgO ₂ /m ³ j	0.46	0.46
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	372,6	219,95
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
-Besoin réel de pointe en oxygène :	KgO ₂ /h	547,94	234,15

-Calcul de puissance de l'aération nécessaire :			
-puissance de brassage :	Kw	365,29	156,1
- nombre d'aérateurs dans le bassin :	kW	172,48	53,15
	-	3	3
Bilan de boues			
-Calcul de la quantité des boues en excès Δx			
-Concentration de boues en excès X_m	Kg/j	4337,75	1333,27
-Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	Kg/m ³	9.6	9.6
-Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	m ³ /j	451,85	138,88
-Le taux de boues recyclées R	Kg/m ³ .j	0.4	0.41
-Le débit des boues recyclées Q_r	%	35.21	35.21
-Age des boues A_b	m ³ /j	4140,7	1260
	j	6,21	6.23
Caractéristiques du clarificateur			
-forme	circulaire	circulaire	circulaire
-Nombre de bassins	-	1	1
-Surface horizontale	m ²	941	705
-Diamètre	m	203,7	141
-Volume	m ³	17	10
-Hauteur	m	5	5
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	4,7	4.7
- débit de pointe par temps sec	h	2,6	2,6
- débit de la station	h	2,4	2,38

IV.4.6.conclusion :

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

IV.5.Traitement tertiaire (désinfection) :**IV.5.1.Introduction :**

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection. La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

IV.5.2. Dose du chlore à injecter

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. [11]

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn. [11]

IV.5.2.1.Horizon 2030 :**1.La dose journalière en chlore**

$$D_j = Q_{\text{moy } j} * (Cl_2) = 11760 * 0,01 = \mathbf{117,6 \text{ Kg/j}}$$

2.Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore :

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl₂/ NaClO

20° de chlorométrie → X X = 3,17. 20 / 1 = **63,4 g** de Cl₂/ NaClO

3.La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire :

1 m³ (NaClO) → 63,4 Kg de Cl₂

Q_j → 117,6

$$Q_j = 117,6 / 63,4 = \mathbf{1,85 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/j}}$$

4.La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j . 365 = 1,85.365 = \mathbf{677 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) /an}}$$

- **Dimensionnement du bassin de désinfection :**

$$Q_{\text{ptp}} = \mathbf{1470 \text{ m}^3 / \text{h}}$$
 (débit de pointe au temps de pluie)

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

a- Le volume du bassin :

$$V = Q_{\text{pte}} * T_s = 1470 . 30/60 = 1235 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{v=1245 \text{ m}^3}$$

b- La hauteur du bassin :

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

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

c- La surface horizontale :

$$Sh = V/H = 1245/3 = 415 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{Sh = 415 \text{ m}^2}$$

d-La largeur et la longueur :

On prend : $L = 2 * B$

$B = \sqrt{(Sh / 2)} = 11.96 \text{ m.}$ On prend: **B= 12 m**

Alors : $L = 2 * 12 = 24\text{m}$ \Rightarrow **L=24m** Avec :

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

IV.5.2.2.l'horizon 2040(extension) :

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

Débit de la station

$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2030)} ; Q_{ptp} = 3246 - 2520 = 726 \text{ m}^3/\text{h}$

Débit moyen journalier

$Q_{moy j} = Q_{moy j(2040)} - Q_{moy j(2030)} ; Q_{moy j} = 15360 - 11760 = 3600 \text{ m}^3/\text{j}$

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.11. : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2030	2040
Volume	m ³	735	285
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	245	95
Longueur	m	24	13
Largeur	m	12	6.5
Dose journalière en chlore	Kg/j	117,6	108
La quantité d'hypochlorite nécessaire :	m ³ /j	1.85	1.71
La quantité annuelle d'hypochlorite :	m ³ /an	677	341.5

IV.5.3.Conclusion:

L'utilisation du chlore gazeux pose beaucoup de problèmes surtout la sécurité de stockage qui doit être examiné et résolu avec toute l'attention nécessaire.

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

IV.6.Traitement des boues :**IV.6.1.Introduction :**

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une Filière de traitement comportent l'épaississement, la stabilisation, la déshydratation et L'évacuation finale.

IV.6.2.variante à moyenne charge**• Epaississement :**

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans les décanteurs primaire et secondaire.

• Stabilisation :

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations afin de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue la stabilisation chimique et biologique.

Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

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

Dans notre cas on choisi la technique de stabilisation aérobie, très utilisée dans les stations de traitement de moyenne importante.

• Déshydratation :

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide.

Dans notre cas, on choisi une déshydratation naturelle sur lits de séchage afin de réduire les frais d'exploitation de la station (minimiser les dépenses d'énergies).

IV.6.2.1.Dimensionnement de l'épaississeur , le bassin de stabilisation et des lits de séchage pour Horizon2030 :**.Dimensionnement l'épaississeur :**

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de:

- **Boues issues du décanteur primaire**

La boue primaire : $DX_p = DBO_{5e} + MESe$

$$DX_p = 1886,49 + 3251,64 = \mathbf{5138,13Kg/j}$$

- **Boues issues du décanteur secondaire :**

Boues secondaire $DX_s = 2038,06kg/j$ (Représente les boues en excès)

- **la quantité totale journalière des boues sera :**

$$DX_t = DX_p + DX_s = 5138,13 + 2038,06 = \mathbf{7176,19Kg/j}$$

- **La concentration des boues :**

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : $(20 \div 30)$ g/l [12]
- Boues secondaire : $(10 \div 30)$ g/l [12]

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

Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur :

- **Le débit arrivant du décanteur primaire :**

$$Q_1 = DX_p / S_1$$

DX_p : quantité issues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues.

On prendra $S_1 = 25g/l$

$$Q_1 = 5138,13 / 25 = \mathbf{205,52 m^3/j}$$

- **Le débit arrivant du décanteur secondaire :**

$$Q_2 = DX_s / S_2$$

S_2 : concentration des boues.

$$\text{On prendra } S_2 = 10 \text{ g/l} ; Q_2 = 2038,06 / 10 = \mathbf{203,81m^3/j}$$

- **Le débit total (Q_t) :**

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = \mathbf{205,52 + 203,81 = 409,33m^3/j}$$

- **La concentration du mélange (S) :**

$$S = DX_t / Q_t = 7176,19 / 409,33 = \mathbf{17,53 Kg/m^3}$$

- **Le volume de l'épaississeur :**

$$V = Q_t \cdot T_s = 409,33 \cdot 2 = 818,66 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V = 818,66m^3}$$

T_s : temps de séjours = 2j.

- **La surface horizontale :**

Pour une profondeur de $H = 3m$. On calcule :

$$Sh = V / H = 818,66 / 3 = \mathbf{272,88 m^2}$$

- **Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 272,88}{\pi}} = 18,6 \text{ m} \qquad \qquad \qquad D=18.6\text{m}$$

- **Caractéristiques des boues épaissies :**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.[9]

- **Calcul du débit des boues épaissies :**

$$C_{bc}=85 \text{ g / l.}$$

$$Q_d = DXt / 85 = 7176,19/85 = \mathbf{84,43 \text{ m}^3/\text{j}}$$

- **Stabilisateur aérobie :**

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2mg / l.

- **La quantité de MVS contenue dans les boues :**

$$MES=5419,4 \text{ kg/j}$$

$$MMs =1625,82\text{kg/j}$$

$$MVS=3793,58\text{kg/j}$$

- **La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation :**

$$(MVS) \text{ sortie} = MVS - 0,45 \cdot MVS = 3793,58 - 0,45 \cdot 3793,58 \text{ kg} = 2086,47 \text{ kg/j}$$

$$\Rightarrow (MVS) \text{ sortie} = \mathbf{2086,47 \text{ kg/j}}$$

- **Temps de séjour**

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} \dots\dots\dots (IV.35)$$

- ✓ B_{a0} : représente la quantité de MVS au temps initiale ;
- ✓ B_a : représente la quantité de MVS au temps t ;
- ✓ K_s : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de K_s s'échelonnent entre 0,5 et 0,05, nous prenons **$K_s=0,05$** .

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0,95 \cdot B_{a0}$$

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$(1 - 0.95)B_a = 45\%$ de MVS stabilisé

$$0,05B_a = 0.45 * 2086,47 = \mathbf{938,91 \text{ kg}}$$

Alors $B_a = 18778,22 \text{ kg}$

L'extraction journalier est de 2086,47 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{18778,22}{2086,47} = \mathbf{9 \text{ jours}}$$

- **Boues en excès dans le stabilisateur :**

$$Q_{\text{excès}} = \text{MMS} + (\text{MVS})_{\text{sortie}} = 1625,82 + 2086,47 = \mathbf{3712,29 \text{ kg de boues / jour}}$$

-Dimensionnement du bassin de stabilisation :

- **La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)**

$$M_b = Q_{\text{excès}} * t = 3712,29 * 9 = \mathbf{33410.60 \text{ kg.}}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 80 à 100 g/l, on prend $C_{be} = 85 \text{ g/l}$

- **Volume du bassin de stabilisation :**

$$V = M_b / C_{be} = 33410.60 / 85 = \mathbf{393.07 \text{ m}^3}$$

- **Surface horizontale :**

On prend la profondeur du bassin de stabilisation $H = 4 \text{ m}$

$$S_h = V / H = 393,07 / 4 = \mathbf{98.27 \text{ m}^2}$$

- **La largeur de bassin :**

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : $S_h = L * l$

On a $L = 2.l$

$$l = (S_h / 2)^{0.5} = \mathbf{7 \text{ m}}$$

- **La longueur de bassin :**

$$L = 2 * 7 = \mathbf{14 \text{ m}}$$

- **Aération du bassin de stabilisation :**

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface $2 \text{ kg O}_2 / \text{kg MVS détruit}$

-La masse des boues détruites par jour est de $2086,47 \text{ kg/j}$

$$\text{DO}_2 = 2. 2086,47 = \mathbf{4172.94 \text{ kg O}_2 / \text{j}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\text{DO}_2 = 4172.94 \text{ kg O}_2 / \text{j}}$$

-Dimensionnement des lits de séchage :

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement.

Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Les drains, disposés sous la couche support,

recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervalles rapprochés, soit 2 à 3 jours. La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons.

Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée si le lit n'est alimenté qu'en un seul point.[8]

☞ Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes ; $b=8\text{m}$; $L=20\text{m}$; $H=0,4\text{m}$

- **Le volume de boues épandues sur chaque lit**

$$V = b * L * H \dots\dots\dots (IV.36)$$

$$V = 64\text{m}^3$$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 2086,47 \text{ kg/j.}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 20 à 80 g/l. on la prend =35 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est : $V_1 = 2086,47 / 35 = 59.62\text{m}^3/\text{j.}$

- **Nombre de lits nécessaires à chaque épandage :**

$$N > v_1/v = 59.62/64 = 0.93 \text{ on prend } n=1$$

- **Volume des boues épandues par lit et par an :**

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * v = 12 * 64 = 768\text{m}^3$$

- **Volume des boues à sécher par an :**

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 59.62 * 365 = 21758,89\text{m}^3$$

- **Nombre de lits nécessaire :**

$$N > v_{ba} / v_2 = 21758.891 / 768 = 28 \text{ lits}$$

- **Surface nécessaire :**

$$S = S_0 * N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160\text{m}^2$

$$s = 160 * 28 = 4480 \text{ m}^2.$$

IV.6.2.2. Dimensionnement de l'épaisseur, le bassin de stabilisation et des lits de séchage pour Horizon2040 :

Tableau IV.12 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2030 et 2040 variante a moyen charge).

Désignations	unité	2030	2040
Dimensionnement de l'épaississeur			
• Boues issues du décanteur primaire	kg/j	5138.13	1574.07
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	2038.06	5125.87
• la quantité totale journalière des boues	Kg/j	7176.19	6699.94
• Le débit total	m ³ /j	409.33	575.6
• La concentration du mélange :	Kg/m ³	17.53	11.64
• Débit des boues épaissies	m ³ /j	84.43	78.82
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontal	m ²	272.88	383.73
• Volume	m ³	818.66	1151.20
• Diamètre	m	18.6	22.1
Stabilisateur aérobie			
• La quantité de MVS contenue dans les boues - MES - MM - MVS	kg/j	5419.40 1625.82 3793.58	1660.95 498,3 1186,4
• La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :	kg/j	2086.47	652.51
• Temps de séjour :	j	9	9
• Boues en excès dans le stabilisateur :	Kg /j	3712.29	1150.81
• La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	kg	33410.60	1037.29
• Hauteur	m	4	4
• Volume du bassin de stabilisation	m ³	393.07	121.85
• Surface horizontale	m ²	98.27	30.46
• La longueur de bassin	m	14	7.8
• La largeur de bassin	m	7	3.9
• Quantité d'air par jour Do ₂	Kg o ₂ /j	4172.94	1305.02

Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
• la quantité des boues à extraire	Kg/j	2086.47	651.52
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
• Volume des boues à sécher par an	m ³	21758.89	6803.6
• Nombre de lits nécessaire	-	28	09
• Surface nécessaire :	m ²	4480	1440

IV. 6. 3. variante a faible charge :

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur.

Après épaissement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage

IV.6.3.1. Dimensionnement de l'épaississeur et des lits de séchage pour Horizon2030 :

.Dimensionnement de l'épaississeur :

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

La production journalière des boues est de :

- **Boues issues du décanteur secondaire**

Boues secondaires DXs = 4337,75 Kg/j (Représente les boues en excès)

- **La concentration des boues**

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues secondaire : (10÷30) g/l

- **Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)**

$$Q_t = Q_2 = DXs / S_2 = 4337,75 / 10 = 433.78 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prendra S2=10 g/l

- **Le volume de l'épaississeur**

$$V = Q_t \cdot T_s = 433,78 \cdot 2 = 867,56 \text{ m}^3$$

$$V = 867,56 \text{ m}^3$$

Ts : temps de séjours = 2j

- **La surface horizontale**

Pour une profondeur de H = 4m. On calcule : $Sh = V / H = 867,56 / 4 = 216.89 \text{ m}^2$

- **Le diamètre**

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 216,89}{\pi}} = 16,6\text{m} \quad \mathbf{D=16.6m}$$

- **Calcul du débit des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. on prend : $C_{be} = 85 \text{ g/l}$.

$$Q_d = DX_s / 85 = 4337,75/85 = \mathbf{51,03 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Dimensionnement des Lits de séchage :

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b=8\text{m}; L=20\text{m}; H=0,4\text{m}$$

- **Le volume de boues épandues sur chaque lit**

$$V = b * L * H \quad \mathbf{V = 64\text{m}^3}$$

La quantité des boues à extraire quotidiennement :

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 85 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est : $V_1 = \mathbf{51.03 \text{ m}^3/\text{j}}$.

- **Nombre de lits nécessaires à chaque épandage**

$$N > v_1 / v = 51,03/64 = 0.79 \text{ on prend } n=1$$

- **Volume des boues épandues par lit et par an** Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * v = 12 * 64 = \mathbf{768\text{m}^3}$$

- **Volume des boues à sécher par an**

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 51,03 * 365 = \mathbf{18626\text{m}^3/\text{an}}$$

- **Nombre de lits nécessaire**

$$N > v_{ba} / v_2 = 18626 / 768 = \mathbf{25 \text{ lits}}$$

- **Surface nécessaire**

$$S = S_0 * N$$

$$\text{Où : } S_0 \text{ c'est la surface du lit de séchage : } S_0 = L * b = 20 * 8 = \mathbf{160\text{m}^2}$$

$$s = 160 * 25 = \mathbf{4000 \text{ m}^2}.$$

IV.6.3.2. Dimensionnement de l'épaisseur et des lits de séchage pour Horizon2040 :

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.13: Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2030 et 2040 variante a faible charge).

Désignations	unité	2030	2040
Dimensionnement de l'épaississeur			
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	4337,75	1333,27
• Le débit total de boues issues du décanteur	m ³ /j	433,78	133,33
• Débit des boues épaissies	m ³ /j	51,03	23
• Hauteur	m	4	4
• Surface horizontal	m ²	216,89	66,67
• Volume	m ³	867,56	266,67
• Diamètre	m	16,6	11
Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
• Le volume des boues à extraire / j	m ³ /j	41,03	23
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
• Volume des boues à sécher par an	m ³	18626	8390,4
• Nombre de lits nécessaire	-	25	11
• Surface nécessaire	m ²	4000	1760

IV.6.4 .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 déboursé est le transport.

Chapitre V : Aspect économique :

V.1.Introduction :

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

Pour qu'on puisse avoir cette décision on doit faire des calculs économiques des deux variantes précédemment étudiées qui sont la moyenne et la faible charge.

Cette dernière doit être sélectionnée après évaluation économique et comparaison entre le coût des variantes sur lesquelles se fait l'étude. De ce fait on pourra dire que cette variante est technico-économiquement optimale.

Le coût estimatif du projet est rétabli sur la base du coût du mètre cube (m³) d'eau épurée par la station.

Ce coût est composé de :

V.2.Le coût d'investissement :

1. Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
2. Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd}$$

V.3.Le coût de fonctionnement :

1. Coût d'exploitation courante.
2. Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
3. Frais financiers et de la main d'œuvre.

V.4.Coût de la variante à moyenne charge :**V.4.1.Coût d'investissement :**

- **Coût de terrassement :**

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 350 DA.

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0,3 \cdot Sh_i$$

Sh_i : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 350 \cdot V$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré .

Tableau n° : V.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage :

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)	Coût (DA)
-degrillage	1	2.17	759.5
-dessableur-desuilleur	1	29.8	10430
-Décanteur primaire	2	157.35	55072.5
-Bassin d'aération	2	372.94	130529
-Décanteur-secondaire	2	186.2	65170
-Bassin de désinfection	1	102	35700
-Epaississeur	1	196.983	68944.05
-Digesteur	1	128.73	45055.5
-Lit de séchage	28	1776	621600

Donc le coût total du terrassement est **Ct = 1033260.55 DA**

- **Coût de Béton armé :**

Le coût du mètre cube de béton armé est estimé actuellement $P_u = 32000$ DA

Le coût du béton sera donc : $C_b = P_u \cdot V_{tb}$

Epaisseur des murs des ouvrages $e_m = 0,15$ à $0,4$ m on prend $e_m = 0,4$ m

Epaisseur du radier des ouvrages est prise $e_r = 0,3$ à $0,4$ m on prend $e_r = 0,4$ m

➤ Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes:

* V_{br} : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage $V_r = e_r \cdot S_h$

* V_{bm} : Volume du béton des murs de chaque ouvrage $V_m = e_m \cdot P \cdot H$

P : périmètre de l'ouvrage

H : hauteur de l'ouvrage

* V_{tb} : volume total du béton de chaque ouvrage.

Tab N ° : V.2 :Le coût du béton armé de chaque ouvrage (variante a moyenne charge) :

Ouvrages	Nombre	Volumes		Vtb	Cout Cbf (DA)
		Vbr	Vbm		
degrilleur	1	2.89	3.85	6.74	215680
Dessableur-déshuilleur	1	39.73	34.6	74.33	2378560
-Décanteur primaire	2	209.8	99.65	309.45	9902400
-Bassin d'aération	2	497.25	562.3	1059.55	33905600
-Décanteur secondaire	2	248.27	282.21	530.48	16975360
-Bassin de désinfection	1	136	129.85	265.85	8507200
-Epaississeur	1	262.64	153.43	416.07	13314368
-Digesteur	1	171.64	104.64	276.28	8840960
-Lit de séchage	28	2368	206.08	2574.08	82370560

Donc le coût total du béton armé est $C_{t\ ba} = 176\ 410\ 688\ DA$.

- **Coût totale du génie civil :**

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculer précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{t\ ba} = 1033260.55 + 176410688 = 177\ 443\ 949\ DA.$$

- **Coût des VRD :**

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25 \cdot C_{gc} = 0,25 * 177\ 443\ 949 = 44\ 360\ 987.1\ DA.$$

- **Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations**

hydromécaniques :

Il estimé à 40% du $(C_{gc} + C_{VRD})$

$$C_{\text{éq}} = 0,4 (177\ 443\ 949 + 44\ 360\ 987.1) = 221\ 804\ 936\ DA$$

- **Coût total des investissements de la station :**

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{\text{éq}} = 177\ 443\ 949 + 44\ 360\ 987.1 + 221\ 804\ 936 = 443\ 609\ 871\ DA$$

V.4.2. Coût de fonctionnement :

- **Le coût de main d'œuvre :**

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{m.o} = 0,05 \cdot C_{ti} = 0,05 \cdot 443\,609\,871 = \mathbf{22\,180\,493.6\ DA}$$

- **Le coût de l'énergie (consommation électrique) :**

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_e' = P_u \cdot E_c$$

P_u : prix unitaire du Kwh, $P_u = 4,18\ DA$

E_c : énergie totale consommée (Kwh), E_c est estimé à $1,7\ Kwh/m^3$

$$C_e = Q \cdot C_e' = Q \cdot P_u \cdot E_c$$

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2040 qui est égale à $5606400\ m^3/an$

$$C_e = 5606400 \cdot 4,18 \cdot 1,7 = \mathbf{39\,839\,078,40\ DA/an}$$

- **Le coût des réactifs chimiques :**

Le prix du mètre cube de $NaClO$ est de $7000\ DA/m^3$:

$$C_{chloro} = 3,56 \cdot 365 \cdot 7000 = \mathbf{9\,095\,800\ DA}$$

- **Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{rm} = 0,05 \cdot 443\,609\,871 = \mathbf{22\,180\,493.6\ DA}$$

- **Le coût des frais financiers :**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{ff} = 0,05 \cdot 443\,609\,871 = \mathbf{22\,180\,493.6\ DA}$$

- **Le coût de fonctionnement total :**

$$C_{ft} = C_{m.o} + C_e + C_{aj} + C_{rm} + C_{ff} = (22\,180\,493.6 + 39\,839\,078,40 + 9\,095\,800 + 22\,180\,493.6 \cdot 2)$$

$$C_{ft} = \mathbf{115\,476\,359.1\ DA}$$

V.4.3. Calcul du prix du m³ d'eau traitée :

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2040 est de :

$$V_a = 365 \cdot 15360 = \mathbf{5606400\ m^3/an}$$

Le coût d'amortissement annuel

$$C_{aa} = C_{ti} / t \quad \text{avec } t : \text{durée d'amortissement } t = 27 \text{ ans}$$

$$C_{aa} = 443\,609\,871 / 27 = \mathbf{16\,429\,995.2\ DA}$$

V.4.4. Le coût total de la station :

$$C_{t\ st} = C_{ti} + C_{ft} = 443\,609\,871 + 115\,476\,359.1, \quad C_{t\ st} = \mathbf{559\,086\,230\ DA.}$$

V.4.5. Le coût de m³ d'eau épurée:

Le volume d'eau épurée en l'an 2040 est $V_n = 365.15360 = 5606400 \text{ m}^3/\text{an}$

$$C_e = C_{ft} / V_a = 115\,476\,359.1 / 5\,606\,400 \quad C_e = 20.59 \text{ DA}$$

V.4.6. Le cout de m³ sans les frais d'amortissement :

$$C_e = C_{t \text{ st.s}} / V_a = 9091507.23 / 5606400 \quad C_e = 18.22 \text{ DA}$$

V.5. Coût de la variante à faible charge :

Tab N° V.3 : Résultats de la variante à faible charge :

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	928 487.5
Coût total du béton armé	DA	182 762 519.0
Coût totale du génie civil	DA	183 804 281.0
Coût des VRD	DA	38 918 951.4
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	71 842 757.6
Coût total des investissements de la station	DA	251 521 874.0
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA	12 570 538.1
Le coût de l'énergie	DA/an	3 983 078.4
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	9 095 800.0
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	12 570 538.1
Le coût des frais financiers	DA	12 570 538.1
Le coût de fonctionnement total	DA	50 440 589.7
Calcul du prix du m ³ d'eau traitée	DA	8 380 467.75
Le coût total de la station	DA	531 708 625.0
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	16.85
Le coût du m ³ d'eau sans les frais d'amortissement	DA	14.82

V.6. Conclusion :

L'estimation du cout total de la STEP avant ou durant l'exploitation, conduit à une évaluation du mètre cube d'eau épurée plus ou moins proche de la réalité. Cette approche, nous a conduits a avoir une estimation du m³ d'eau épurée qui est proche pour les deux variantes a fable charge reste la moins cher que cela soit du point de vue cout d'investissement ou cout de revient du mètre cube d'eau.

Chapitre VI : Calcul hydraulique :
VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au dimensionnement hydraulique des ouvrages et des conduites formant la station d'épuration pour l'horizon 2030.

Pour régulariser le débit des eaux usées affluant vers cette station, un déversoir d'orage de type latéral sera dimensionné et implanté à l'amont.

VI.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 collectés dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage qui régularise le débit demandé par la STEP.

A l'amont de la station, on place un autre déversoir qui est le By-pass pour éviter l'écoulement vers la STEP, 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.

VI.3. Déversoir d'orage :

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits des eaux usées, appelées « débit en temps sec ».

La partie déversante est acheminée vers l'oued de Ain sefra, dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

-Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pte} = 840 \text{ m}^3/\text{h} = 0,233 \text{ m}^3/\text{s}$

-Le débit pluvial à été estimé par la D H W de NAAMA à $Q_{pl} = 4200 \text{ m}^3/\text{h}$

c à d $Q_{pl} = 1,167 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{cr} = Q_{pl} \cdot Z$ avec $Z = 1 - (T_c/100)$ on prend $T_c = 20 \text{ mn}$

Ce qui nous donnera : $Q_{cr} = 1,167 \cdot (1 - 0,2) = 0,933 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$Q_v = Q_{pte} + Q_{cr} = 0,233 + 0,933 = 1,17 \text{ m}^3/\text{s}$; Q_{cr} : débit critique.

VI.3.1. A l'amont du déversoir :

On calcul le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2040 :

$Q_v = 1,17 \text{ m}^3/\text{s}$

$I = 1\%$

Et d'après l'abaque de Basin (01) (anex01)

$D_e = 1000 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir)

$Q_{ps} = 1,67 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section)

$V_{ps} = 2,12 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin (02) (anex02)

$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 1,17/1,67 = 0,7$ (rapport des débits)

$r_H = H_e/D_e = 0,8 \Rightarrow H_e = 0,8 \cdot 1000 = 800 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage)

$r_V = V/V_{ps} = 1,1 \Rightarrow V = 1,1 \cdot 2,4 = 2,64 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses)

VI.3.2. A l'aval du déversoir :

$Q_{pte} = 0,233 \text{ m}^3/\text{s}$

$I = 2,2\%$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$D_s = 500 \text{ mm}$

$$Q_{ps} = 0,367 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1,87 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$rQ = 1,87; \quad rH = 0,80; \quad rV = 1,13.$$

Le débit diverse par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte} = 1,17 - 0,233$

$$Q_d = 0,94 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.3.3. Dimensionnement du déversoir d'orage type latéral:

La hauteur amont $H_a = 800 \text{ mm}$

La hauteur station $H_s = 400 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) = (800 - 400) = 400 \text{ mm}$

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 * Q_d) / 2m(2g)^{1/2} (H_d/2)^{3/2}$$

avec :

m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,45$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s

$$b = (3 * 0,94) / 2 * 0,45 * (2 * 9,81)^{1/2} * (0,4/2)^{3/2} = 1,96 \text{ m}$$

Pour avoir une sécurité on prend $b = 2 \text{ m}$

VI.3.4. Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose une pente de 2%

$$Q_d = 0,94 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

$$D_d = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1,175 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2,9 \text{ m/s}$$

Donc $rQ = 0,74$ abaque de Bazin (02) on aura : $r_h = 0,63$, $R_v = 1,09$

VI.3.5. Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{pte} = 0,233 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 2% et elle devra intervenir lors d'un danger sur la station, et l'eau est dirigée vers la station de relevage vers le milieu récepteur. Comme on doit avoir une grille de même dimension que le dégrilleur

$$Q_{pte} = 0,233 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 2\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 500 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,35 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1,78 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$rQ = 0,67; \quad rH = 0,59; \quad rV = 1,06.$$

VI.4.Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci –dessous :

Tab. VI.1: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	1075.8
Déssableur-déshuileur	1075.4
Bassin d'aération	1074.5
Décanteur secondaire	1074.0
Bassin de désinfection	1073.4

➤ **VI.4.1.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 :

$$\Delta H_r = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

- K : coefficient de perte de charge
- Q : débit en m³/s ;(Q=0,233m³/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

Tab VI.2 : Les valeurs de K, m et β.

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte Amiante	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour le PEHD, on a :

- ✓ $K=0,001052$
- ✓ $m=4,774$
- ✓ $\beta=1,77$

- **Diamètre :**

D'après la formule de (VI.1) le diamètre est donné par cette formule

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \dots\dots\dots(VI.2)$$

- **Longueurs des conduites**

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières $L_{\text{éq}} = 1,15 \cdot L_{\text{réelle}}$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

Tab n° : VI.3 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Step :

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Dessableur-deshuilleur	6,83
Dessableur-déshuilleur – Bassin d'aération	25.16
Bassin d'aération - Décanteur II	19,61
Décanteur II - Bassin de désinfection	25.01

- **Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages**

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots\dots\dots(VI.3)$$

- ✓ 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 :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2} \dots\dots\dots(VI.4)$$

- 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) : 1074.8m;

Hauteur d'eau : 0.4m

D'où : $C_{PA}=1075.2$ m

Côte du radier du désableur-déshuileur(B) : 1073m

Hauteur d'eau : 2m

D'où : $C_{PB}:1075$

$L=6.83$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001062 * 6.83 * (0.7)^{2.77}}{(1075.2 - 1075.07)}} = 432\text{m} \quad D_{a-b} = 500\text{mm}$$

Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^M} \Rightarrow C_{PB}' = 1075.02\text{m}$$

b- Conduite désableur-désuilleur - aération (2-3) :

$C_{PB}'=1075.02$ m

Côte du radier d'aérateur (B) : 1069.5 m ; Hauteur d'eau : 5m

D'où : $C_{PB}:1074.5$

$L=25.16$

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001062 * 25.16 * (1.7)^{2.77}}{(1075.07 - 1074.5)}} = 492\text{m} \quad D_{b-c} = 500\text{mm}$$

Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^M} \Rightarrow C_{PB}' = 1074.68\text{m}$$

c- Conduite d'aération -bassin de clarificateur (C-D) :

$C_{PA}'=1074.68$ m

Côte du radier du bassin de clarification(C) : 1069.3m ;

Hauteur d'eau : 5m

D'où : $C_{PB}:1074.3$ m

$L=19.61$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001062 * 19.61 * (1.7)^{2.77}}{(1074.68 - 1074.3)}} = 462\text{m} \quad D_{c-d} = 500\text{mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PB} - \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 1074.16m$$

d- Conduite clarificateur -bassin de désinfection (D-E) :

$C_{PA}' = 1074.16m$

Côte du radier du bassin de désinfection(D) : 1069.2m .

Hauteur d'eau : 3 m

D'où : $C_{PB} : 1072.0m$

$L = 25.01m$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{(C_{PA}' - C_{PB})}} \Rightarrow \sqrt[4]{\frac{0.001052 \times 25.01 \times (1.7)^{2.73}}{(1074.16 - 1072.0)}} = 518m \quad D_{d-e} = 600mm$$

❖ Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 1073.92m$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau N°VI.3 : Récapitulatif des résultats

Désignations	Cote (m) terrain	Cote radier (m)	hauteur d'eau (m)	ΔH (m)	Cote (m) piézométrique
-dégrilleur	1075.8	1074.8	0,4		1075.20
-désableur-déshuileur	1075.4	1073	2	0.19	1075.07
-bassin d'aération	1074.5	1069.5	5	0.60	1074.58
-décanteur secondaire	1074	1069.3	5	0.45	1074.19
-bassin de désinfection	1073.4	1069.2	3	0.23	1073.92

VI.5.Conclusion :

D'après l'élaboration de ce chapitre on remarque que les cotes piézométriques presque les mêmes alors la ligne piézométrique est presque une ligne droite.

Chapitre VII : Gestion et entretien de la station :**VII.1.Introduction :**

Le maintien en parfaite état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent, avant tout, sur la qualité de l'exploitation qui est mise en œuvre, le procédé choisi qui est techniquement et économiquement acceptable, et enfin la présence d'une politique rationnelle de gestion.

Le manque ou l'absence de l'un de ces facteurs influe incontestablement sur le fonctionnement de l'installation.

VII.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

VII.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 ans des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

VII.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.

VII.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). [11]
- 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.[10]

VII.4. Entretien des ouvrages :

VII.4.1. Le dérailleur :

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux.
- Noter les quantités de refus journalier.
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

VII.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.

VII.4.3.Bassin d'aération :

- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
 - Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement.
 - Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
 - Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

VII.4.4.Clarification :

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompages 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..[12]

VII.4.5.-Désinfection des eaux épurées :

- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- Maintenir le poste en état de propreté.
- 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.[12]

VII.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.

VII.4.5.Epaississeur :

- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.
- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées. .[12]

VII.5.Conclusion :

La gestion et entretien de la station sont nécessaires et obligatoire dans la station d'épuration pour meilleur rendement et bon fonctionnement de ce dernier, on plus de sa c'est une solution de travail.

Conclusion générale

Les stations d'épuration en Algérie, est devenue aujourd'hui une grande nécessité, surtout avec la 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.

A la fin de ce travail, on peut dire que 1 la station d'épurations de AIN SEFRA est la meilleure solution pour faire face aux problèmes d'assainissement et provision les postes de travaux (construction-gestion...) et bien sûre aux problèmes de l'irrigation alors on peut dire que notre station joue un double rôle .Ajoutant a cela la possibilité d'utilisée la boue produite comme engrais dans l'agriculture.

Pour le dimensionnement, on a choisi la variante a faible charge car c'est la variante la plus économique et en plus de ca elle nous donne un meilleur rendement.

Mais aujourd'hui, il ne suffit pas de construire des stations d'épuration mais il faut savoir comment les gérés car une station d'épuration sans une bonne gestion ne peut pas tenir longtemps ;car les performances épuratoires sont obtenues par un bonne entretient des ouvrages de la station est un contrôle quotidien des équipements et des paramètres indiquant la qualité d'eau a épurer.

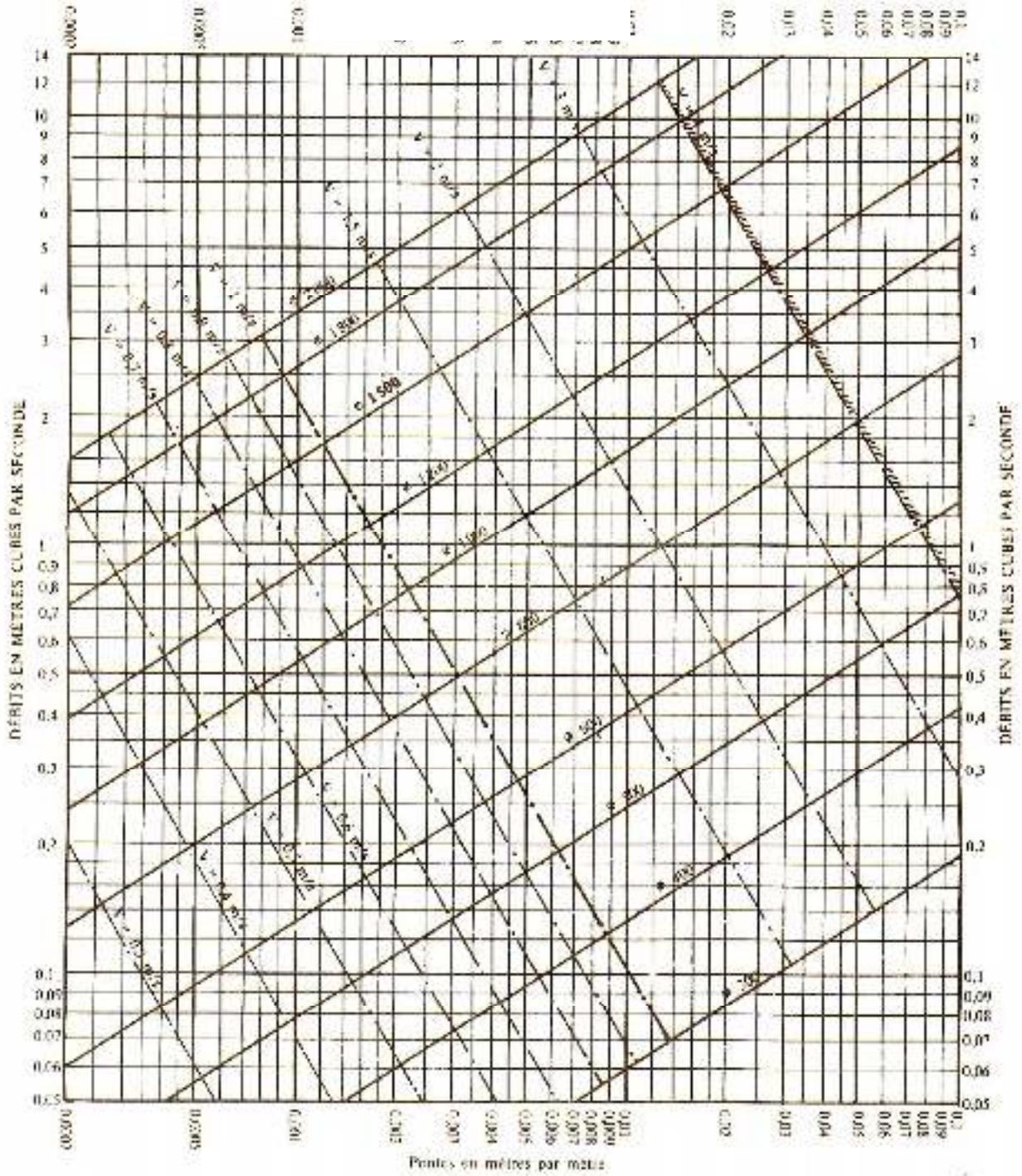
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1]. **ABDELKADER GAÏD** 1984.
Épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2
Office de publication universitaire, Alger, 260 p.
- [2]. **Y.GERVAISE, P.BLANFUNE**
Qualité de l'eau, environnement
AFNOR 1994, 861p
- [3]. **F.Valiron**, Maîtrise de la pollution urbaine, état de l'art
Edition technique et documentation, Lavoisier.1992, 564 p.
- [4].**GAUJOUS D** , La pollution des milieux aquatiques. Aide mémoire.
Edition technique et documentation, Lavoisier.1995,220p
- [5]. **Claude Cardot**,
Guide technique de l'assainissement.
Edition le moniteur. Paris 2006, 726 p.
- [6]. **Dia Prosiun**,
Épuration des eaux résiduaires
Edition EYROLLES 1975, 439 p.
- [7]. **JAQUES BERNARD, COLETTE CAERELS, GENEVIERE DIEBLOT**,
Le Mémento technique de l'eau.
Tome 2. Degrément 1989, 1459 p.
- [8].**DEGREMONT**, **Mémoire** technique de l'eau
Edition technique et documentation, Lavoisier.1989,592p
- [9]. **W.W Echenfelder**,
Gestion des eaux usées urbaines et industrielles.
Technique et documentation (Lavoisier) 1982, 503 p.
- [10]. **M. CARLIER**,
Hydraulique générale et appliquée.
Edition EYROLLES 1972, 582 p.
- [11]. **P.BECHAC, P.BOUTIN, B.MERCIER, P.NUER**.
Traitement des eaux usées.
EYROLLES Paris 1984, 281 p.
- [12]. **A.LENCASTRE**,
Hydraulique générale.
Edition EYROLLES 2002, 633p.

ANNEXE I

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

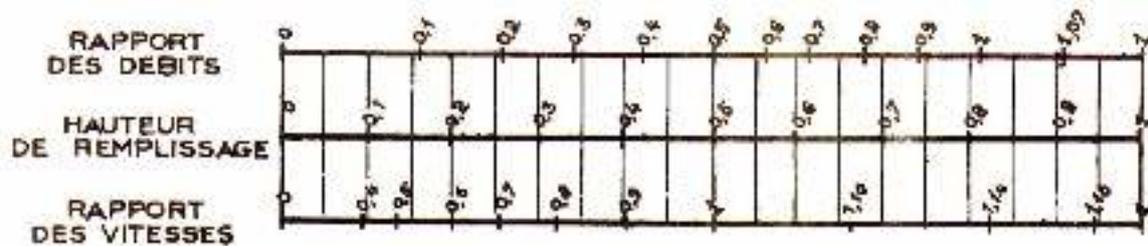
(le Bassin)



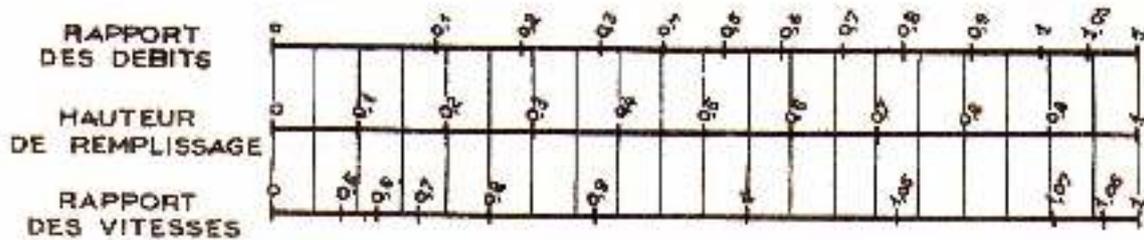
ANNEXE II

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section