

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION
DE LA LOCALITE DE MISSEKHEM ET BOUTLELIS
W.ORAN**

PRESENTE PAR :

M^r : BENREKHISSA ABDELHADI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} : H.MEDDI	M.C.A	Présidente
M ^r : Y.DERNOUNI	M.A.A	Membre
M ^r : A.HACHEMI	M.A.A	Membre
M ^r : Y.BOUNNAH	M.A.B	Membre
M ^{me} : L.TAFAT	M.A.A	Promotrice

JUIN - 2016

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*
- ♥ *Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mm L.tafat (mon promotrice) pour le soutien, l'aide et les conseils qu'il m'a dispensé pour l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialités.*
- ♥ *Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*
- ♥ *Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs, la direction de l'école et le ministère de tutelle pour avoir veillé à notre formation.*
- ♥ *Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.*

Benrekhissa

.....abdelhadi

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qu'ont toujours été là pour moi et qui m'ont donné un magnifique modèle du beur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A ma sœur : rahma

A mes frères : Mustapha . Zakaria et le petite haithoum.

A mes oncles maternels et paternels.

A mes amies : tous mes amis de Ain azel

A mes amies : et tous mes amis de l'école.



ملخص:

إن الهدف الاساسي من دراسة مشروع محطة التصفية بمدينة مسرغين وبوتليليس ولاية وهران هو قصد المحافظة وتحسين الظروف البيئية بالإضافة الى الحفاظ و حماية محيط "سبخة مسرغين" و حماية الصحة العمومية لاستغلال مياه هذا الأخير فسي سقي الأراضي الفلاحية.
المدينتين مجهزتين بشبكتين احاديتين تضمن صرف المياه الخام في المستقبل نحو موقع المحطة.
تطرقنا في هذه المذكرة الى كيفية تجسيد هذه المحطة ذات قدرة الاستعاب 30600 متر مكعب في اليوم وهذا يتم على مرحلتين اساسيتين :

- تتمثل الاولى في معالجة التلوث الناتج عن التجمع التجمع السكاني 96 الف نسمة لا فاق 2030
 - بينما تتناول المرحلة الثانية اشغال توسيع المحطة لضمان قدرة الاستعاب الى 153 الف نسمة لا فاق 2045
- وقد انتهجنا في هذه المرحلة الطريقة البيولوجية بالوحل المنشط بحمولة متوسطة.

Résumé:

L'étude de projet de la station d'épuration de la ville de MISSERGHINE et BOUTLELIS de la wilaya d'Oran à pour but, d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux de « SABKHA de MISSERGHINE »

Ce projet est inclus dans le cadre du développement durable dans la région ayant des capacités considérables que ce soient industrielles où agricoles, la réalisation de la station d'épuration des eaux usées d'une capacité de $30600\text{m}^3/\text{j}$ se fait en deux phases:

La première phase permettra de traiter la pollution de 96072 équivalent habitant à l'horizon 2030.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la Station soit une capacité de 153004 équivalent habitant à l'horizon 2045.

Le principe de traitement envisagé est le traitement biologique par bues activée à moyenne charge.

Abstract:

The study of the project of purification station of MISSERGHINE and BOUTLELIS aims to ameliorate and improve the ecologic conditions of the province as well as for the waters quality of « sabkha of MISSERGHINE », This project is included in future horizons of the permanent development in different regions , This region has considerable capacities either industries or agricultural, The realisation of a purification station with capacity equals 30600 cubic metre a day, this station is made into two phases :

The first phase will treat a pollution due to the population of 52 000 équivalent inhabitants in 2030 .

The second phase consists of extension workshops. These latter correspond to an increase of the initial capacity of the station with 153004 equivalent habitants in 2045.

The principle treatment considered is a biologic purification by activated mud with an average charge.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....

Chapitre I : présentation de la ville

I.1. Présentation et délimitation de la zone d'étude :	1
I-1-2)-Localisation du site de la future station d'épuration.....	2
I-2) Caractéristiques climatiques :	2
I-2-1) Précipitation :	2
I-2-2) Température :	3
I-2-3) Evaporation :	4
I-2-4) Les vents :	4
I-2-5) L'insolation mensuelle	5
I-2-6) Humidité.....	6
I-3) Etude démographique de la région d'étude :	6
I-3-1 Estimation de la population actuelle et future.....	7
I-4- différents activités	9
I-4- 1 : Activité agricole de la commune de Misserghine.....	9
I-4- 2 : Activité agricole de la commune de Boutlelis.....	9
I-4- 3 : Activité industrielle de Misserghine	9
I-4- 4 : Activité industrielle de Boutlelis	9
I-5 - Equipements	9
I-5-1 : Equipement de la commune de Misserghine.....	9
I-5-2 : Equipement de la commune de Boutlelis.....	11
I-6-Alimentation en eau potable.....	12
I-6-1 : Alimentation en eau potable de la commune de Misserghine	12
I-6-2 : Alimentation en eau potable de la commune de Boutlelis.....	12
I-7-Situation général du réseau d'assainissement	13
I-7-1 : La commune de Misserghine	13
I-7-2 : La commune de Boutlelis	13

Chapitre II : les procédés d'épurations biologiques

II.1. Introduction	14
II-3)-Prétraitements physiques:.....	15
II-4)-Traitements primaires :	15
II-5)-Traitements secondaires :	16
II-5-1)- Les traitements biologiques :	16
II-5-2)- Les procédés biologiques extensifs:.....	16
II-5-3)- Les procédés intensifs :	18
II-8)- Conclusion :	22

Chapitre III : Les procédés d'épurations par boues activées

III.1.Introduction	23
III.2.Prétraitement ou traitement préliminaire :	23
III.3.Traitement primaire (décantation) :	23
III.3.1. Les principaux types de décanteurs :	23
III.4. Traitement secondaire (traitement par boue activée) :	25
III.4.1.Choix du procédé d'épuration :	26
III-4-2)-Classement des procédés par boues activées :	27
III-4-4)- Consommation d'oxygène :	29
III-5) Différents types d'épuration par boue activée :	30
III-7) Le décanteur secondaire (la clarification) :	31
III-8)- Le traitement tertiaire (la désinfection) :	32
III-9)- Traitement des boues :	32
III-9-1)- Caractéristiques particulières des boues :	32
III-9-2)-Chaîne de traitement des boues :	33
III-8)-Conclusion :	35

Chapitre IV : Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

IV-1): Introduction :	36
IV-2): Prélèvement et échantillonnage :	36
IV-3): Paramètres des analyses :	36
IV-4)-Interprétation des résultats d'analyses obtenus :	38
IV-4-1)- PH :	38
IV-4-2)- Matières en suspension (MES):	38
IV-4-3)- Demande biochimique en oxygène (DBO5):	38
IV-4-4)- Demande chimique en oxygène (DCO) :	38
IV-4-5)- Biodégradabilité et nature du rejet :	38
IV-5)-Calcul des débits :	39
IV-6)-Détermination des charges polluantes :	39
IV-6-1)-Calcul théorique :	39
IV-6-2)-Calcul pratique	40
IV-7)-Conclusion	40

Chapitre V : Le dimensionnement de la station d'épuration

V-1)-Introduction :	41
V-2)- Calculs de base pour le dimensionnement :	41
V-2-1)- Estimation des débits :	41
V-2-2)- Evaluation des charges polluantes :	42
V-2-3)- Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab)	43
V-3)- Prétraitement :	44
V-3-1)-Dégrillage :	45
V-3-2)-Déssableur - dégraisseur:	50

V-4)-Les traitements primaires :	53
V-4-1):Introduction	53
V-4-2)- Choix du décanteur primaire	53
V-4-3)- Données de départ pour le calcul du décanteur primaire :	54
V-4-4)-Dimensionnement du décanteur :	54
V-5)-Les traitements secondaires :	57
V-5-1)- Traitement biologique:	57
V-5-2)- Etude de la variante à moyenne charge :	58
V-5-2-1)- Bassin d'aération:	58
V-5-2-2)-Décanteur secondaire (clarificateur) :	67
V-5-3)- Etude de la variante à faible charge :	68
V-5-3-1)- Dimensionnement du bassin d'aération :	69
V-5-3-2)- Décanteur secondaire (clarificateur) :	75
V-6)-La désinfection :	75
V-6-1)- Introduction :	75
V-6-2)- Dose du chlore à injecter :	75
V-6-3)- Dimensionnement du bassin de désinfection :	76
V-7)-Traitement des boues :	77
V-7-1):Introduction :	77
V-7-2)-Variante à moyenne charge :	78
V-7-2-1)-Dimensionnement de l'épaississeur	78
V-7-2-2)-Dimensionnement du digesteur :	79
V-7-2-3)-Dimensionnement des lits de séchage :	81
V-7-3)- Variante à faible charge :	84
V-7-3-1)- Dimensionnement de l'épaississeur :	84
V-7-3-2)- Dimensionnement des lits de séchage :	85
V-8)-Conclusion :	86

Chapitre VI : Calcul hydraulique

VI-1)- Introduction :	87
VI-2)- Base de dimensionnement déversoir d'orage	87
VI-2-1)- Données de base :	87
VI-2-2)- Détermination du débit déversée vers l'exutoire naturel :	87
VI-2-3)- Calcul du diamètre du collecteur principal:	88
VI-2-5)- Dimensionnement de la conduite de fuite :	89
VI-2-6)- Dimensionnement de la conduite By-pass :	90
VI-3)- Profil hydraulique :	90
VI-3-1)- Côtes du terrain naturel des ouvrages :	90
VI-3-2)-Calcul des diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :	90
VI-3-2-1)-Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :	91
VI-3-2-2)- Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques	92
VI-4)- Conclusion :	95

Chapitre VII : étude technico économique

VII-1)-Introduction :.....	96
VII-2)- Coût de la variante: traitement par boues activées à moyenne charge	96
VII.2.1 Coût d'investissement :.....	96
VII-2-2)-Coût de fonctionnement:.....	99
VII.3 : Coût de la variante: Traitement par boues activées à faible charge	100
VII.3.1. Coût d'investissement :.....	100
VII.3.2 Coût de fonctionnement :.....	102
VII-4)- Conclusion :.....	103

Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station

VIII-1)- Introduction	104
VIII-2)- Dispositifs facilitant l'exploitation	104
VIII-3)- Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :	104
VIII-4)- Contrôle de fonctionnement:	105
VIII-4-1)- Contrôle journalier :	106
VIII-4-2)-Contrôles périodiques :	106
VIII-5)- Dispositifs d'entretien des ouvrages	107
VIII-5-1)- Le dégrilleur	107
VIII-5-2)- Dessableur-déshuileur	107
VIII-5-3)- Bassin d'aération	107
VIII-5-4)- Clarificateur	107
VIII-5-5)- Désinfection des eaux épurées	108
VIII-5-6)- Epaisseur	108
VIII-5-7)- Lits de séchage	108
CONCLUSION GENERALE	

★ *Liste des tableaux* ★

Chapitre I : Présentation de la zone étudiée

Tableau I-1 : Paramètre de la station climatique de Boutlelis (ANRH).....	2
Tableau I-2 : Caractéristiques de la station météorologique de Boutlelis.....	2
Tableau I-3 : La répartition moyenne mensuelle des précipitations de la Période 2004-2008.....	2
Tableau I-4 : Répartition des températures la station d'Oran période 1962-2010.....	3
Tableau I-5 : Evapotranspiration enregistré dans la région de Bousfer.....	4
Tableau I-6 : les vitesses moyennes mensuelles du vent.....	4
Tableau I-7 : Répartition moyenne mensuelle de l'insolation en heures.....	5
Tableau I-8 : répartitions moyenne mensuelles de l'humidité en %.....	6
Tableau I-9 : Population totale des agglomérations selon RGPH 2008.....	6
Tableau I-10 : Population total des agglomérations selon RGPH 2008.....	7
Tableau I-11 : évolution du nombre d'habitant à différent horizon des agglomérations de Misserghine.....	7
Tableau I-12 : Evolution du nombre d'habitant à différent horizon des agglomérations de Boutlelis.....	8
Tableau I-13 : Les principaux équipements existant au niveau de la commune de Misserghine.	10
Tableau I-14 : Les principaux équipements existant au niveau de la commune de Boutlelis.....	11
Tableau I-15 : besoins en eau potable de la commune de Misserghine.....	12
Tableau I-16 : besoins en eau potable de la commune de Boutlelis.....	12

Chapitre III :Procédées d'épuration biologique par boues activés

Tableau.III.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés :.....	26
Tableau III.3 : classement des procédés par boues activées.....	28
Tableau III-4 : la concentration des boues en matières solides	32
Tableau III-5 : caractérisation des boues.....	33

Chapitre IV :Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

Tableau IV-1 : Norme de rejet selon le décret N°93-160 du 10 juillet 1993.....	37
Tableau IV-2 : Résultat de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la ville de Misserghine (02 à 05 septembre 2014).....	37
Tableau IV-3 : Résultat de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la ville de Boutlelis (02 à 05 septembre 2014).....	37
Tableau IV-4 : Biodégradabilité du rejet.(source DRE.ORAN).....	39
Tableau IV-5 : les charges de pollution journalières (calcul théorique).....	40
Tableau IV-6 : Les charges de pollution journalières (calcul pratique).....	40

Chapitre V : dimensionnement de la station d'épuration

Tableau V-1 : Estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons d'études.....	44
Tableau V-2 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	46
Tableau V-3 : Résultats du dimensionnement des grilles.....	50
Tableau V-4 : Dimensions du déssableur-déshuileur.....	53
Tableau V-5 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}	54
Tableau V-6 : récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.	56
Tableau V-7 : Charge massique en fonction de a'et b' :	60
Tableau V-8 : récapitulatif des résultats des calculs de l'aérateur :	66
Tableau V-9 : récapitulatif des résultats des calculs de décanteur secondaire :	68
Tableau V-10 : Charge massique en fonction de a'et b' :	71
Tableau V-11 : récapitulatif des résultats des calculs de l'aérateur :	74
Tableau V-12 : récapitulatif des résultats des calculs du bassin de désinfection :	77
Tableau V-13 : Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge :	82
Tableau V-14 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à faible charge pour l'horizon 2030 et 2045 :	86

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

Tableau VI-1 : Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station :	90
Tableau VI-2 : Les valeurs de K , m et β	91
Tableau VI.3 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	92
Tableau VI.4 : Récapitulatif des résultats :	95

Chapitre VII : Etude technico économique

Tableau VII. 1 : Coût de terrassement (moyenne charge) :	97
Tableau VII.2 : Coût du béton armé (moyenne charge).	98
Tableau VII.3 : Coût de terrassement (faible charge).	101
Tableau VII.2 : Coût du béton armé (faible charge).	101

★ *Liste des figures* ★

Chapitre I : Présentation de la zone étudiée

Figure I-1 : la carte de situation de la ville de Misserghine et Boutlelis.....	1
Figure. I-2 : Hydrogramme de la précipitation mensuelle.....	3
Figure. I-3 : Hydrogramme de la température mensuelle.....	3
Figure I-4 : Hydrogramme de l'évaporation moyenne mensuelle.	4
Figure. I-5 : Hydrogramme de la vitesse moyenne mensuelle du vent.	5
Figure. I-6 : La répartition de l'insolation mensuelle moyenne (h)	5
Figure I-7 : La répartition de l'humidité mensuelle moyenne en (%).	6
Figure I-8 : L'histogramme de la croissance de la population des agglomérations(Misserghine).	8
Figure I-9 :L'histogramme de la croissance de la population des agglomérations (Boulelis).8	

Chapitre II : les Procédé d'épuration biologique

Figure II-1 : Les techniques d'épuration des eaux usées.	14
Figure II-6 : Décanteur primaire circulaire.	16
Figure II-7 : schéma en coupe du lagunage naturel.	17
Figure II-8 : Lit bactérien.	19
Figure II-9 : Disque biologique.	20
Figure II-10 : Schéma du principe d'épuration a boues activées.	22

Chapitre III Procédés d'épuration biologique par boues activés

Figure III-1 : Décanteur circulaire à raclage mécanique.	24
Figure III-2 : Décanteur longitudinal à pont racleur.	25
Figure III-3 : Procédé d'épuration par boue activée.	26
Figure III-4 : schéma d'un clarificateur.	31
Figure III-5 : Chaîne de traitement des boues.	33

LISTE DES PLANS

Plan N°1 : Vue en plan de la station d'épuration de la localité de Misserghine et Boutlelis W.Oran

Plan N°2 : profil hydraulique de la station d'épuration de la localité de Misserghine et Boutlelis W.Oran

Plan N° 3 : Ouvrages de la station

Depuis toujours, l'eau est indissociable de l'activité humaine, elle représente l'élément le plus important sur notre terre. Ainsi, l'être humain doit mener une lutte tenace contre sa raréfaction et sa pollution.

L'urbanisation qui a conduit la concentration de l'habitation humaine et de l'industrie a entraîné l'agression physique et chimique de l'environnement et une difficulté croissante dans la gestion de nos déchets. L'eau est alors devenue un vrai récepteur de ces déchets.

Actuellement, les rejets de la localité de Misserghine et Boutlelis sont déversées directement dans Sebkhha de Misserghine sans subir aucun traitement préalable d'où la nécessité d'installer une station d'épuration.

Donc l'objectif de cette étude vis à dimensionner une unité d'épuration qui traite les eaux usées collectées par un réseau unitaire de la Localité. Celle-ci permettra de ce fait la réutilisation des eaux usées dans l'irrigation.

Enfin ce projet consistera à choisir le procédé d'épuration le plus adapté et calculer l'ensemble des ouvrages constituant la station et cela avec deux variantes à savoir, faible et moyenne charge pour deux horizon 2030et 2045(extension).

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE ETUDIEE

I-1)-Présentation et délimitation de la zone d'étude :

La zone d'étude est limitée sur deux communes suivant les termes contractuels, c'est-à-dire :

La commune de MISSERGHINE

La commune de BOUTLELIS

La commune de MISSERGHINE est située au sud-ouest de la wilaya d'Oran elle administrée par la daïra de BOUTLELIS, couvrant une superficie de 42828 Ha elle est délimitée comme suit :

- Au Nord : commune d'EL Ançor, de Bousfer et Mersa El Kebir.
- Au Sud: les communes de Tamazougha et Oued-Sebbah (wilaya de Ain Témouchent).
- Al 'Est : les communes d'Oran,Es-Sénia et El Kerma .
- A l'Ouest : les communes de Boutlélis et El Amria (wilaya de Ain Témouchent).

A propose de la commune de BOUTLELIS, elle est située au Sud-ouest de la wilaya d'Oran Distant de ce dernier d'un (30 km), couvrant une superficie de 13597 Ha, elle est délimitée Comme suit :

- Au Nord : commune de Al Ançor.
- Au Sud : par le grande Sebkhia (commune de Misserghine).
- Al 'Est : la commune de Misserghine.
- Al'Ouest : la commune d'EL Amira (wilaya d'Ain témouchent).

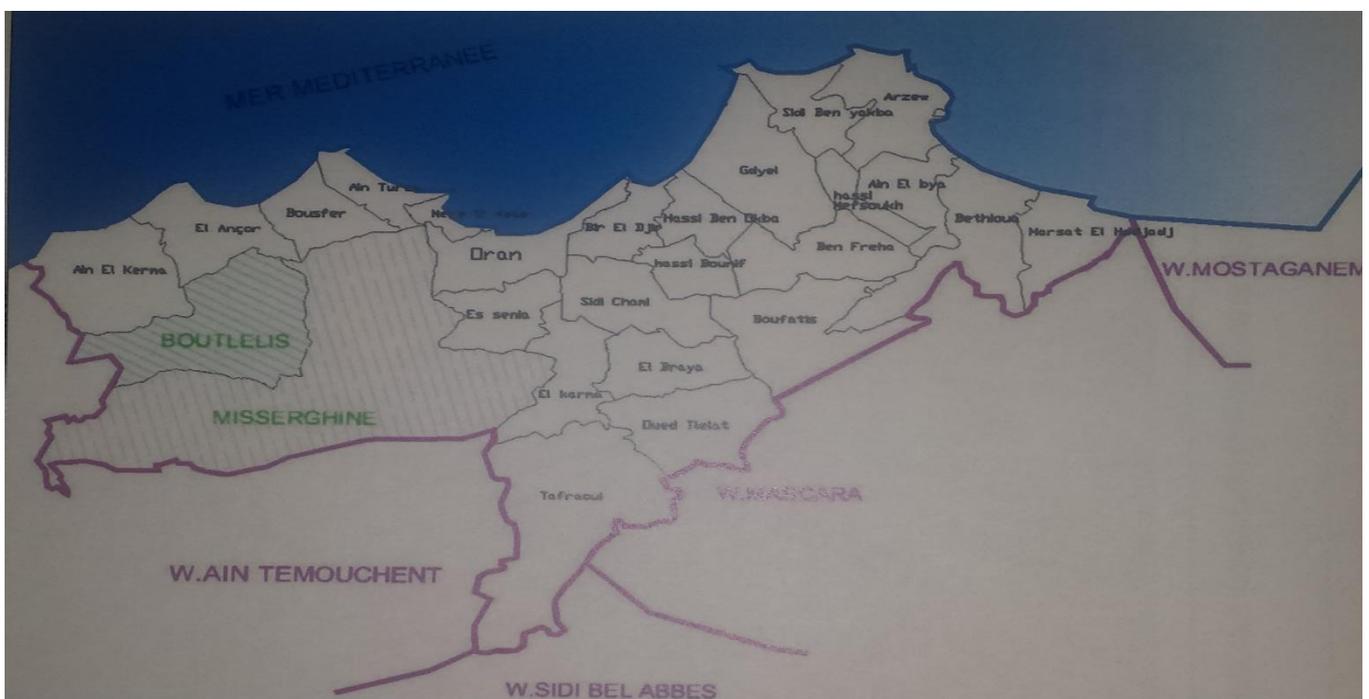


Figure I-1 : la carte de situation de la ville de Misserghine et Boutlelis.

I-1-1)-Localisation du site de la future station d'épuration:

Le site retenu pour la réalisation de la station d'épuration de Misserghine et Boutlelis se situe à environ 8Km au Sud-Ouest de l'ACL de Misserghine et 8Km au Sud-Est de l'ACL de Boutlelis les cordonnées géographiques du site proposer pour le future STEP :

$$\begin{cases} X= 698779 \\ Y= 3938178 \end{cases}$$

I-2) Caractéristiques climatiques :

Les paramètres climatiques sont établis sur la base des observations fournies par le réseau de mesure, installé au niveau de la station d'Oran.

I-2-1) Précipitation :

Tableau I-1 : Paramètre de la station climatique de Boutlelis (ANRH) (Oran).

Nom de la station	Boutlelis
Code (ANRH)	040311
X(Lambert)	174 .150
Y(Lambert)	264 .300
Altitude (m)	320
Appareil de mesure	PV.PJ
Période de fonctionnement	1967-2008

Tableau I-2 : Caractéristiques de la station météorologique de Boutlelis. (2004-2008)

station	Altitude (m)	Pluie moyenne annuelle (mm/ans)	Pluie Pj.max (mm/j)	Exposant Climatique b	Coefficient de variation cv	Période (ans)
Boutlelis	320	400	40	0.325	0.42	1967-2008

Source ANRH (oran)

Tableau I-3 : La répartition moyenne mensuelle des précipitations de la Période 2004-2008.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT
Pmoy (mm)	10.42	47.34	54.78	69.42	69.32	51.2	47.16	33.78	15.94	0.84	3.1	0

Source ANRH (oran)

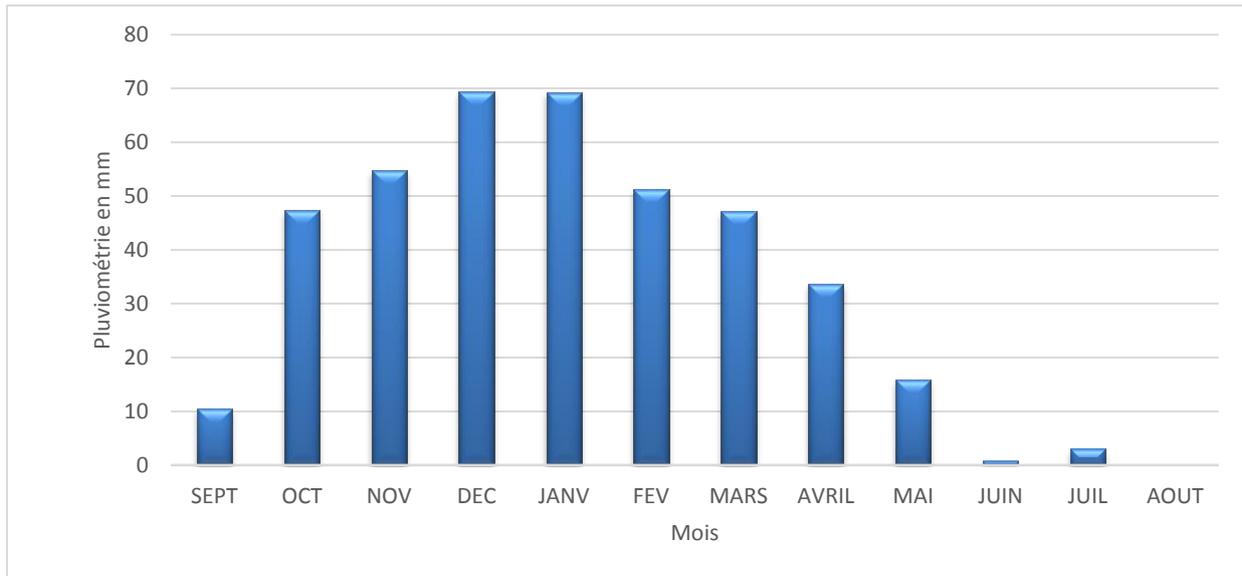


Figure. I-2 : Hydrogramme de la précipitation mensuelle.

I-2-2) Température

Les relevés climatologiques disponibles intéressent particulièrement la station d’Oran, dont l’extrapolation sur l’ensemble du bassin est admise avec quelques précautions. La répartition géographique des températures montre aussi bien pour les valeurs extrêmes que pour les moyennes, deux températures moyennes est estimée à 17,50°C dont étant enregistré le maximum au mois d’aout de 25.3°C et le minimum au mois de janvier de 10.8°C.

Tableau I-4 : Répartition des températures la station d’Oran période 1962-2010.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Juil	A	Moy
T°C moy	23.1	19.1	14.7	11.6	10.8	11.9	13.3	15.2	18.2	21.6	24.7	25.5	17.5

Source ANRH

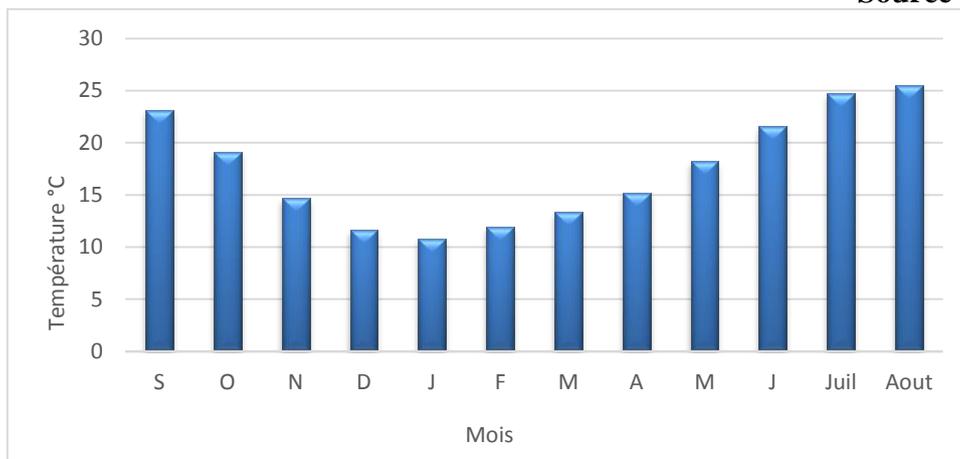


Figure. I-3: Histogramme de la température mensuelle.

I-2-3) Evaporation

La répartition mensuelle illustre notamment le type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C’est l’effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant. La tranche d’eau évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1222 mm.

Tableau I-5: Evapotranspiration enregistré dans la région de Bousfer 2001-2010.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JUIL	A	An
ETP mm	130	86	56	42	43	54	85	110	154	138	168	156	1222
ETP (%)	10.6	7	4.6	3.4	3.5	4.4	7.0	9	11.3	12.6	13.7	12.8	100

Source ANRH (oran)

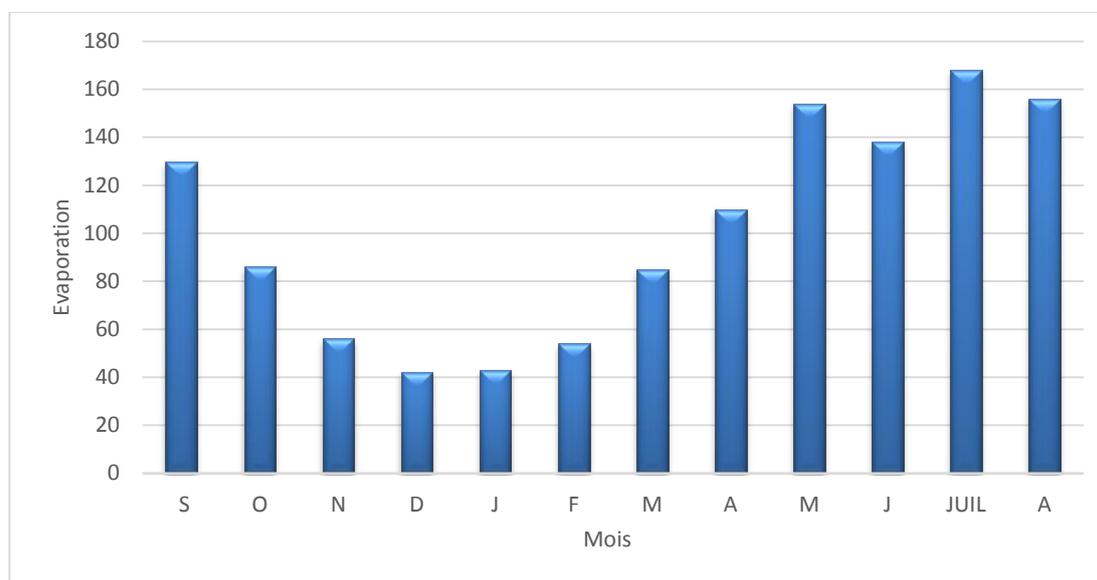


Figure I-4 : Histogramme de l’évaporation moyenne mensuelle.

I-2-4) Les vents :

Les vents dominants sont de direction Nord-Ouest et Sud-Ouest.

Tableau I-6 : les vitesses moyennes mensuelles du vent 2005-2011.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Juil	Aout
Vitesse moy (Km/h)	39,1	32,4	33,2	27,7	28,1	33,9	36,8	45,1	43,2	45,5	42	39,7

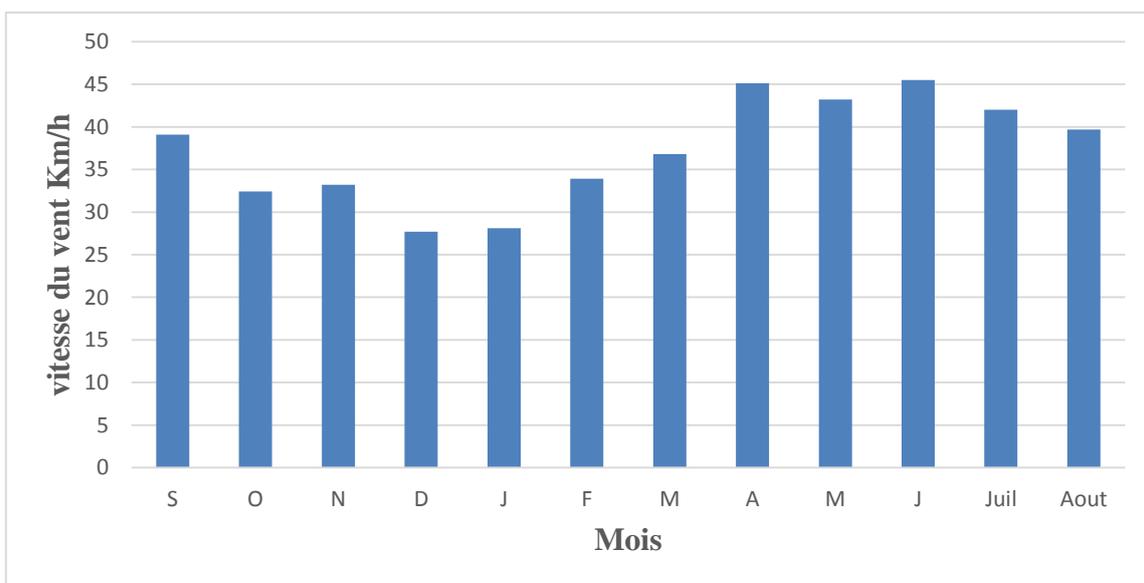


Figure. I-5 : Histogramme de la vitesse moyenne mensuelle du vent.

I-2-5) L'insolation mensuelle

Tableau I-7: Répartition moyenne mensuelle de l'insolation en heures. 2005-2011

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Juil	Aout
Insolation en heures	257	232	200	180	186	205	235	266	301	324	345	322

Sources ANRH (Oran)

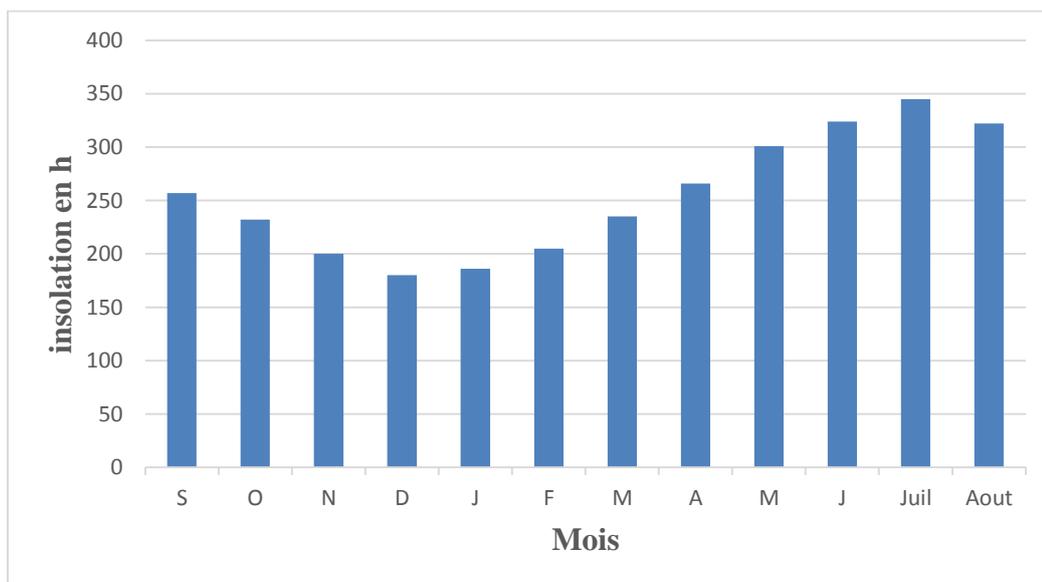


Figure. I-6 : La répartition de l'insolation mensuelle moyenne (h).

I -2-6) Humidité

Tableau I-8 : répartitions moyenne mensuelles de l’humidité en %.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Juil	Aout
Humidité(%)	69	72	77	78	76	77	76	69	68	69	70	64

Sources ANRH (Oran)

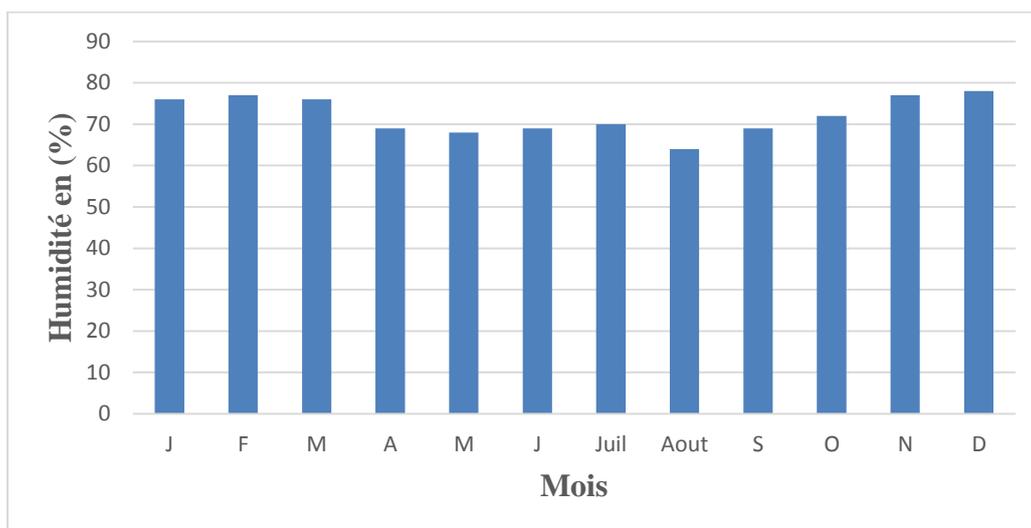


Figure I-7 : La répartition de l’humidité mensuelle moyenne en (%).

I-3) Etude démographique de la région d’étude :

Afin d’estimer la capacité de la future station d’épuration devant recevoir les eaux usées de la ville de Boutlelis et Misserghine il est nécessaire de connaître le nombre réel d’habitants et son évolution dans un horizon futur.

La zone de Misserghine constituée de :

- Misserghine (agglomération chef-lieu)
- Hai Ksab (agglomération secondaire)
- Hai Rabah (AS)
- Zone éparsé (ZE)

Tableau I-9 : Population totale des agglomérations selon RGPH 2008.

	Misserghine	Hai Ksab	Hai Rabah	Zone éparsé
Population RGPH 2008	12 418	3 367	6 758	2 900
TOTAL :25 443 habitants				

La commune de Boutlelis constituée de :

- Boutlelis (agglomération chef-lieu)
- Brédéah (agglomération secondaire)

Bouyakour (AS)
El Hachem (AS)

Tableau I-10 : Population total des agglomérations selon RGPH 2008.

	Boutlelis	Brédéah	Bouyakour	EL Hachem
Population RGPH 2008	14 168	2 979	2 953	1 411
TOTAL :21 511 habitants				

I-3-1 Estimation de la population actuelle et future

Pour le dimensionnement de la station d'épuration, nous devons prendre en compte le cas le plus défavorable, c'est-à-dire le cas où les débits des eaux usées attendus à l'installation épuratoire sont maxima.

Il sera donc nécessaire de tenir compte des gros consommateurs d'eau, soit la population, les activités sanitaires, le secteur scolaire.

La population de Misserghine et Boutlelis connaîtra une tendance dans son évolution future suivant la formule du taux d'accroissement exponentielle :

$$P = P_0 (1 + \tau)^n$$

Avec :

P : Population future ;

P₀ : Population résidente à l'année considérée comme référence ;

N : Nombre d'année séparent l'année de référence et l'année prise en compte ;

τ : Taux d'accroissement .

D'après le plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (PDAU) de Misserghine et Boutlelis, nous avons découvert un taux d'accroissement de 3,47% et 2.68%.

Tableau I-11: évolution du nombre d'habitant à différent horizon des agglomérations de Misserghine.

Horizon	2008	2015	2030	2045
Misserghine	12418	15767	26301	43872
Hai ksab	3367	4275	7131	11895
Hai Rabah	6758	8581	14313	23876
Zone éparsé	2900	3682	6142	10245
Population total	25443	32305	53887	89888

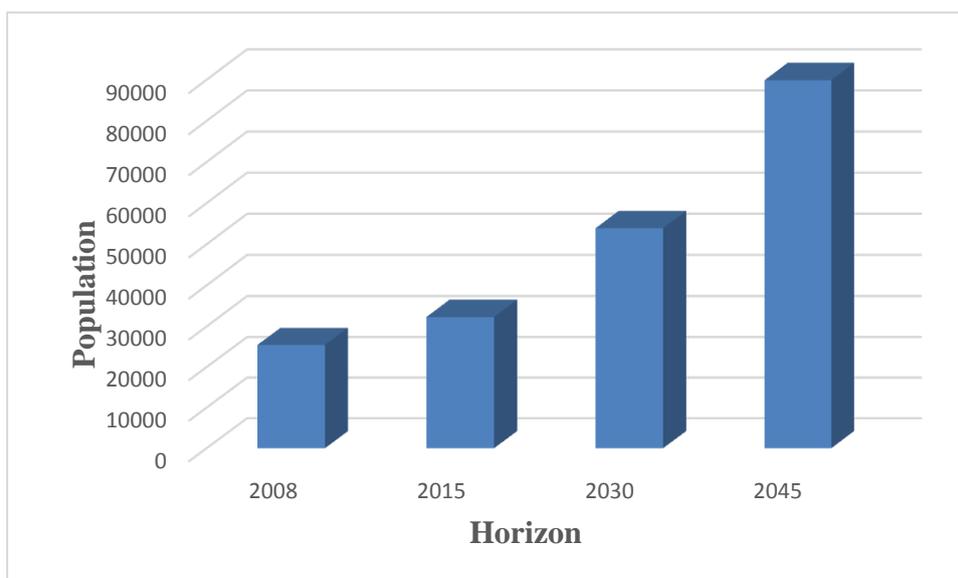


Figure I-8 : L’histogramme de la croissance de la population des agglomérations (Misserghine).

Tableau I-12: Evolution du nombre d’habitant à différent horizon des agglomérations de Boutlelis.

Horizon	2008	2015	2030	2045
Boutlelis	14168	17049	25351	37695
Brédéah	2979	3585	5330	7926
Bouyakour	2953	3554	5284	7857
EL Hchem	1411	1698	2525	3754
Population total	21511	25886	38490	57232

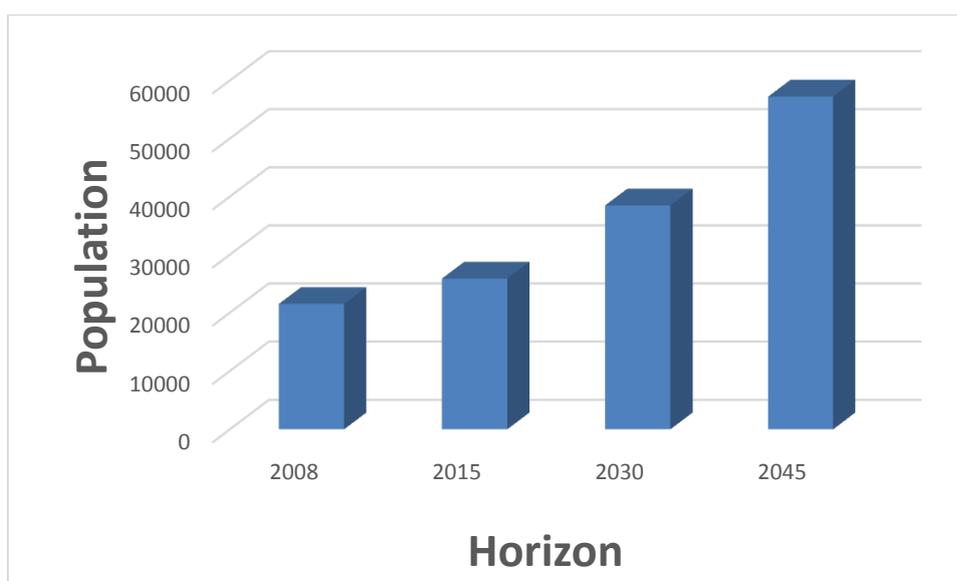


Figure I-9:L’histogramme de la croissance de la population des agglomérations (Boutlelis).

I-4- déferents activité**I-4- 1 : Activité agricole de la commune de Misserghine**

L'agriculture est l'activité la plus répondeuse dans la commune de Misserghine, avec une superficie agricole utile (S.A.U) de 4 799 ha, qui représente que 11% de la superficie totale de la commune.

La superficie communale totale de 42 828 ha (dont 30 000 ha de superficie de la sebkha)

La superficie agricole totale (SAT) s'étend sur 12 359 ha soit 28.85 % de la superficie totale (SAT)

I-4- 2 : Activité agricole de la commune de Boutlelis

L'agriculture est l'activité la plus répondeuse dans la commune de Boutlelis, avec une superficie agricole utile (S.A.U) de 6 845 ha, mais ne représente que 50% de la superficie totale de la commune.

I-4- 3 : Activité industriel de Misserghine

La commune est dotée deux zone d'activité

La première zone est située au Sud de l'agglomération chef-lieu de Misserghine elle s'étend sur une superficie de 20 ha.

La deuxième zone est située à l'Ouest de l'agglomération secondaire « Hai Ksab » en bordure de la sebkha, Elle s'étend sur une superficie d'environ 14 ha

Donc d'après notre expérience une zone d'activité ayant une superficie de 34 ha (20 ha + 14 ha) engendre un débit d'eau usée très faible par rapport au débit d'eau usée de la population de Misserghine.

Cela dit, aucune activité industrielle n'a été découverte au niveau de cette commune.

I-4- 4 : Activité industrielle de Boutlelis

Lors de notre investigation sur terrain, nous avons découvert la présence d'une future zone d'activité au niveau de la commune de Boutlelis.

En effet, cette future zone est étendue sur 100 ha (72 lots) de superficie, elle est située à 3 km à l'Ouest de son chef-lieu de daïra Boutlelis.

I-5 - Equipements**I-5-1 : Equipement de la commune de Misserghine**

Tableau I-13 : Les principaux équipements existant au niveau de la commune de Misserghine.

Classe d'équipement	Nom de l'équipement	Nombres
Education	Ecole	11
	CEM	03
	Lycée	01
Structure sanitaire	Centre de santé	01
	Salle de soin	05
	Polyclinique	01
Structures cultuelles	Mosquée	10
	Ecole coranique	1
Structures administratives	Siège APC	01
	Annexe APC	02
	Siège gendarmerie	01
	Sureté urbaine	01
	Siège de garde communale	01
	Protection civile	01
	Siège subdivision des travaux publique	01
	Siège subdivision urbanisme	01
	Siège de la « seor »	01
	Siège PTT	01
	Station régional /protection végétal	01
Equipements commerciaux	Marché hebdomadaire	01
	Station de service	02
	Locaux commerciaux	100
	Boxes commerciaux	10
Equipement sociaux	Centre des handicapés et enfants assistés	01
	Foyer pour personnes âgées	01
	Maison de vieillesse	01
	Crèche	01
Structures sportives et de détente	Salle omnisport	01
	Stade	02
	Terraines de sport combiné	03
	Espace vert	03
	Piscine privée	01

I-5-2 : Equipement de la commune de Boutlelis

Tableau I-14 : Les principaux équipements existant au niveau de la commune de Boutlelis.

Classe d'équipement	Nom de l'équipement	Nombres
Education	Ecole	08
	CEM	02
	Lycée	01
Structure sanitaire	Centre de santé	01
	Salle de soin	05
Structures culturelles	Mosquée	10
	Ecole coranique	1
	Zaouïa	02
Structures administratives	Siège APC	01
	Annexe APC	03
	Siège gendarmerie	02
	Sureté urbaine	02
	Siège de garde communale	01
	Sub hydraulique	01
	Siège subdivision des travaux publique	01
	Unité ADE	01
	Inspection foret	01
	Inspection domaine	01
	Siège de la « seor »	01
	Prévention	01
	Siège PTT	03
	Siège daïra	01
Equipements commerciaux	Marché	01
	Station de service	02
	Protection civil	01
Equipement sociaux	Centre des handicapés et enfants assistés	01
	Foyer pour personnes âgées	01
	Maison de vieillesse	01
	Crèche	01
Structures sportives et de détente	Stade	01
	Terraines de sport combiné	04
	Espace vert	01
	Aires de jeux	01

I-6-Alimentation en eau potable

I-6-1 : Alimentation en eau potable de la commune de Misserghine

Actuellement la commune de Misserghine est principalement alimentée à partir de :

- La station de dessalement (SDEM) de Chat E Hilal de la wilaya de Ain Temouchent par le conduit du transfert (Beni Behdal) Ø1100 en BP.
- Par la Tafna à travers un conduit d'adduction Ø1600 en Béton
- Par les sources de Brédéah qui se trouve à environ 26 km à l'Ouest d'Oran, qui produit un débit de 19 000 m³/j.
- Les forages : les ressources en eau mobilisées actuellement pour l'alimentation de la commune de Misserghine proviennent de 296 forages, quatre puits.
- Les infrastructures de stockage : la capacité globale de stockage de la commune de Misserghine s'élève à 4 200 m³

Tableau I-15: besoins en eau potable de la commune de Misserghine.

Horizon	2008	2015	2030	2045
Population	25443	32305	53887	89888
Besoins journaliers moy en eau potable $Q_{moy,J}(m^3/j)$	5089	6461	10777	17978
Besoins journaliers moy des équipement $Q_{moy,J}(m^3/j)$	1527	1938	3233	5393
Besoins journaliers moy total $Q_{moy,J};total(m^3/j)$	6615	8399	14011	23371

I-6-2 : Alimentation en eau potable de la commune de Boutlelis

Actuellement la commune de Boutlelis est principalement alimentée à partir de :

Différents picages sur la grande adduction qui traversent le territoire communal de Boutlelis

- **La conduite de Beni Bahdell** Ø1100 en BP.
- **La conduite Tafna** Ø1600 en acier.

L'AS El Hachem est doté d'un réservoir semi enterré de capacité de 250 m³

L'AS Brédéah est doté d'un réservoir de capacité de 800 m³

L'AS Bouyakour est doté d'un réservoir de capacité de 150 m³ alimenté à partir de deux forages.

- Les infrastructures de stockage de la commune s'élève à 4 450 m³

Tableau I-16 : besoins en eau potable de la commune de Boutlelis.

Horizon	2008	2015	2030	2045
Population	21511	25886	38490	57232
Besoins journaliers moy en eau potable $Q_{moy,J}(m^3/j)$	4302	5177	7698	11446
Besoins journaliers moy des équipement $Q_{moy,J}(m^3/j)$	1291	1553	2309	3434
Besoins journaliers moy total $Q_{moy,J};total(m^3/j)$	5593	6730	10007	14880

I-7-Situation général du réseau d'assainissement**I-7-1 : La commune de Misserghine**

L'ACL Misserghine est dotée d'un réseau d'assainissement type unitaire destinée à collecter les eaux usées domestique et pluviale ayant un seul point de rejet. Le collecteur de rejet est de diamètre 400 mm AC et un linéaire de 23 853 ml

Les diamètres des collecteurs d'eaux usées varient entre Ø150 à Ø600 en AC et en PVC

Il est à indiquer que l'ACL de Misserghine et l'AS de Hai Rabah et Hai Zabana sont dotée d'un réseau d'assainissement, actuellement les autre agglomération possédant des fosse septique et leur réseau d'assainissement pour certain, sont en cours d'étude /réalisation tel que l'agglomération de Hai Ksab.

I-7-2 : La commune de Boutlelis**L'ACL Boutlelis**

L'ACL Boutlelis est dotée d'un réseau d'assainissement type unitaire destinée à collecter les eaux usées domestique et pluviale ayant un seul point de rejet. Le collecteur de rejet est de diamètre 600 mm CAP et un linéaire de 25 820 ml

Les diamètres des collecteurs d'eaux usées varient entre Ø300 à Ø600 en PEHD et en PVC

CHAPITRE II

LES PROCÉDES D'ÉPURATION BIOLOGIQUE

II.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.

La large variation de la qualité des eaux usées fait que le choix d'un procédé ou d'une succession de plusieurs procédés dépendra :

- Des caractéristiques des eaux résiduaires.
- De coût et de la disponibilité des terrains.
- De l'évolution des normes de rejets.
- De nombre d'équivalent habitant (charge polluante).

De l'arrivée à la station d'épuration jusqu'au rejet naturel, le traitement comporte en générale :(traitement physique -traitements primaires- traitement secondaire et traitement tertiaire.

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

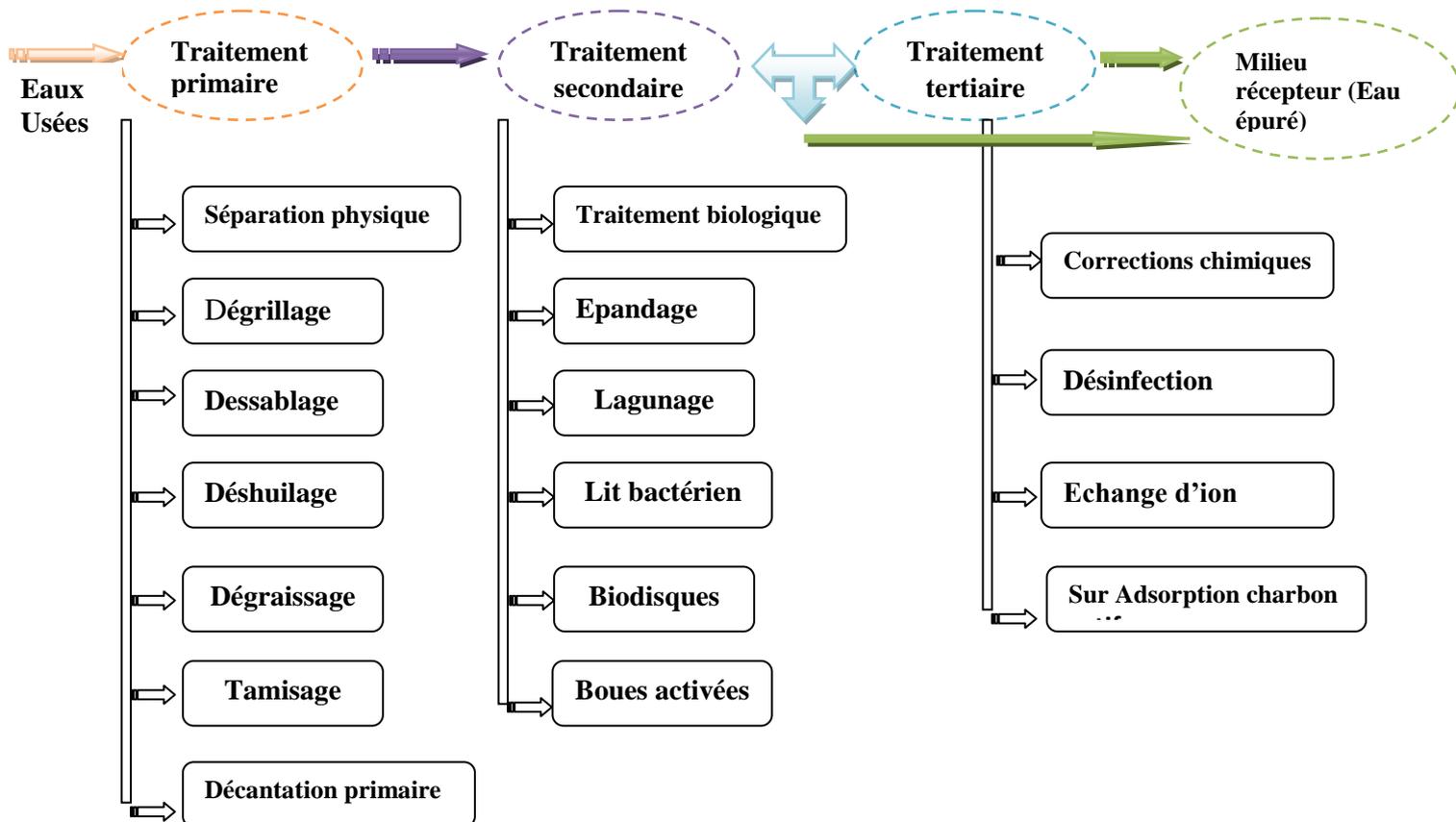


Figure II-1 : Les techniques d'épuration des eaux usées.

II-2)-Prétraitements physiques:

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 : volumineux (dégrillage), sables (dessablage) et corps gras (dégraissage – déshuilage).
Comme suite :

II-3)-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. [1]

II-3-1)-Traitement physico-chimique :

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques ayant provoqué l'agglomération des matières en suspension (MES). Le traitement se déroule en 4 phases : [2]

II-3-1-1)-Coagulation :

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

De l'eau potable.

En eaux industrielles, on utilise plutôt des coagulants organiques. [2]

II-3-1-2)-Floculation :

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

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

II-3-1-4)-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. [3]



Figure II-2 : Décanteur primaire circulaire.

II-4)-Traitements secondaires :

Ce traitement permet d'éliminer les impuretés présentes sous forme soluble, ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégées dans le traitement primaire.

En cette étape, on distingue deux types de traitement à savoir : un traitement Physico-chimique et un traitement par voie biologique.

II-4-1)- Les traitements biologiques :

L'épuration biologique a pour but d'éliminer la matière polluante biodégradable contenue dans l'eau domestique (décantée ou non) en la transformant en matières en suspension microorganismes et leurs déchets, plus facilement récupérables.

La dégradation peut se réaliser par voie aérobie (en présence d'oxygène) ou anaérobie (en l'absence d'oxygène).

Dans ce dernier cas, où les réactions s'effectuent à l'abri de l'air, le carbone organique, après dégradation, se retrouve sous forme de CO₂, méthane et biomasse.

Ce type de traitement appelé « digestion anaérobie » n'est utilisé que pour des effluents très Concentrés en pollution carbonée, de type industriel (brasserie, sucrerie, conserverie...).

Le traitement biologique classique des eaux domestiques s'effectue par voie aérobie.

Le traitement consiste à dégrader les impuretés grâce à l'action d'une biomasse épuratrice, à laquelle doit être fourni l'oxygène nécessaire à son développement. [3]

II-4-2)- Les procédés biologiques extensifs:

II-4-2-1)- l'épandage :

C'est le procédé le plus ancien, Il consiste à déverser directement sur le sol perméable des eaux usées, où les granulats constituant le sol sont alors un matériau de support de micro-organismes, ces derniers servent à dégrader la matière organique.

A)-Avantage :

- enrichissement du sol par les éléments nutritifs.

B)-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.

II-4-2-2)- Le lagunage :

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 ni normalement de phase de clarification séparée.

Les surfaces de terrain nécessaires sont considérables, mais la réalisation de l'installation de traitement est a priori très simple et nécessite peu d'équipements électromécaniques.

La température joue un rôle considérable dans l'opération des lagunes puisque le rayonnement solaire constitue la source d'énergie qui permet d'oxygéner l'eau par l'action chlorophyllienne des végétaux.

La lagune est par conséquent à réserver aux pays chauds ($T^{\circ} > 10 - 15^{\circ}C$). [4]

A)- le lagunage naturel :

Le lagunage est un procédé d'épuration naturelle qui a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées.

Les plantes aquatiques sont ici utilisées comme support aux colonies bactériennes, assurant l'épuration efficace de l'eau qui traverse lentement les colonies végétales installées.

Les éléments polluants comme les nitrates sont ainsi absorbés par les plantes pour restituer, en sortie de lagunage, une eau de bonne qualité.

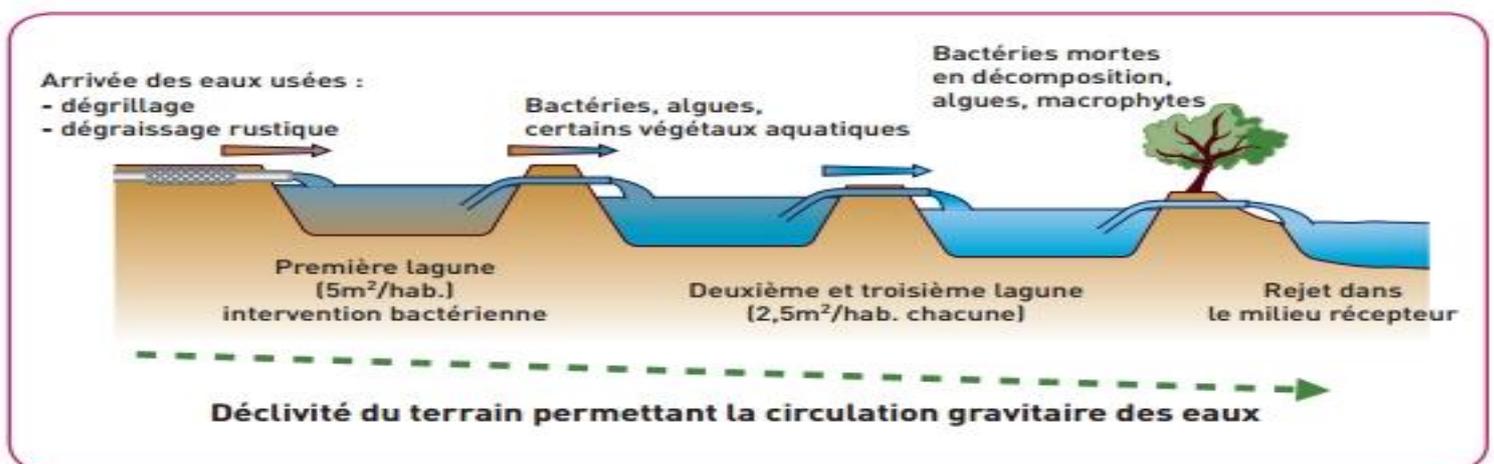


Figure II-3 : schéma en coupe du lagunage naturel.

A-1)- Avantages et Inconvénients :

➤ **Avantages :**

- généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH ;
- bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- faibles coûts d'exploitation ;
- bonne intégration dans l'environnement ;
- bonne élimination des pathogènes ;
- boues peu fermentescibles ;
- raccordement électrique inutile ;
- bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

➤ **Inconvénients :**

- emprise au sol importante.
- contraintes de nature de sol et d'étanchéité.
- variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée.
- nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques).
- élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
- difficultés d'extraction des boues.
- taille > 100 EH.
- pas de réglage possible en exploitation.
- sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

B)-le lagunage aéré :

Le dimensionnement des lagunes peut être réduit de moitié en réalisant l'oxygénation dans le premier bassin par des aérateurs mécaniques ou par diffuseur d'air.

Outre le fait que ce type de lagune coûte, au niveau d'exploitation, plus cher que les lagunes naturelles (consommation d'énergie, entretien électromécanique).

La protection des digues par du béton maigre, des pierres ou des feuilles de plastique est indispensable pour

Éviter l'érosion et la rupture des digues due au batillage de l'eau provoqué par les aérateurs.

B-1)- Avantages et Inconvénients :

➤ **Avantages :**

- Tolérant à la variation de charges hydrauliques et organiques importantes
- Tolérant aux effluents très concentrés
- Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées).
- Traitement conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables.
- Bonne intégration paysagère.
- Boues stabilisées.

➤ **Inconvénients :**

- Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres.

- Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé.
- Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération.
- Forte consommation énergétique.

II-4-3)- Les procédés intensifs :

II-4-3-1)- Le lit bactérien :

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs.

Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée.

Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre-courant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs.

Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond.

Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux. [5]

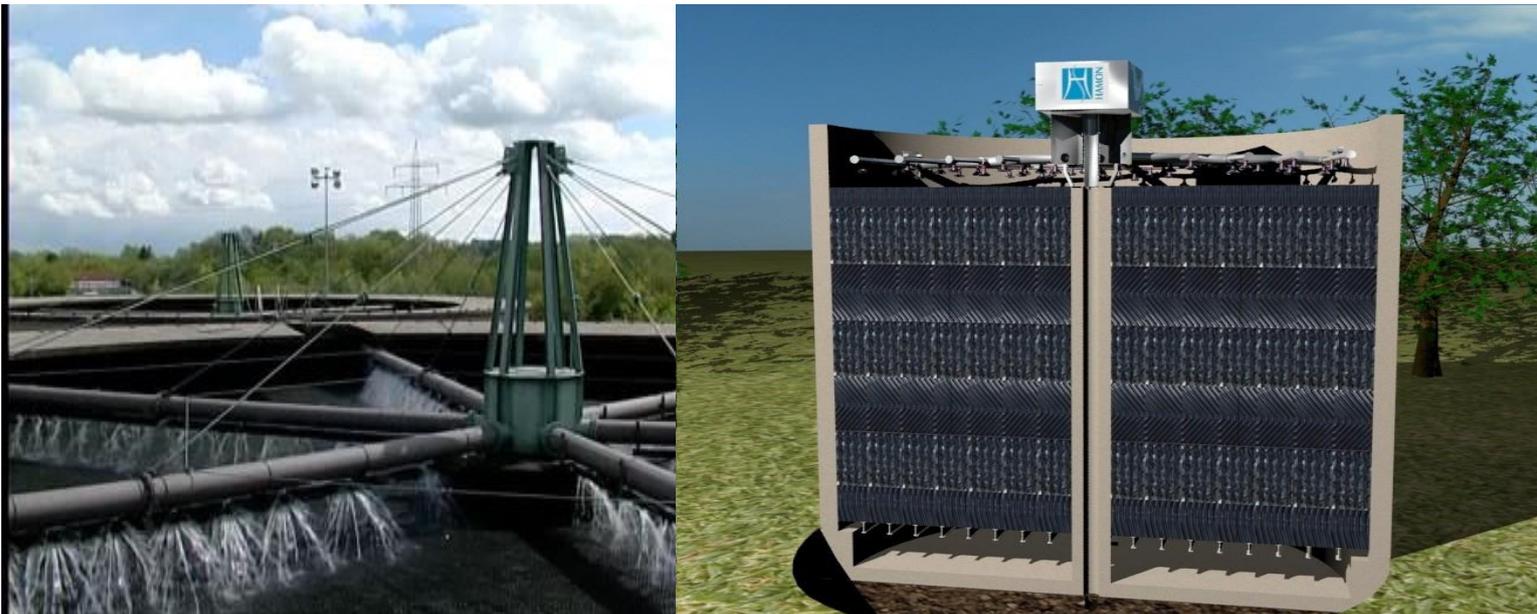


Figure II-4 : Lit bactérien.

II-4-3-2)- Le disque biologique :

L'eau usée, préalablement décantée, alimente un ouvrage dans lequel des disques fixés sur un axe sont mis en rotation à vitesse lente. Sur ces disques biologiques en plastique se développe alors un film bactérien.

Lors de leur émergence, ces bactéries prélèvent l'oxygène nécessaire à leur respiration et lors de l'immersion, elles absorbent la pollution dissoute dont elles se nourrissent.

Dès que le film biologique dépasse une épaisseur de quelques millimètres, il se détache et est entraîné vers le décanteur final où il est séparé de l'eau épurée.

Les boues ainsi piégées sont envoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour être stockées et digérées.



Figure II-5 : Disque biologique.

II-4-3-2-1)- Avantages et Inconvénients (Lit bactérien et disque biologique) :

➤ **Avantages :**

- Faible consommation d'énergie.
- Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées.
- Bonne décantabilité des boues ;
- Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées.
- Généralement adaptés pour les petites collectivités.
- Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment).

➤ **Inconvénients :**

- Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception.
Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes.
- Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) .
- Nécessité de prétraitements efficaces.
- Sensibilité au colmatage.
- Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.

II-4-3-3)- Boues activées :

Ce traitement a pour but d'éliminer les matières organiques biodégradables (solides,

colloïdales, dissoutes) contenues dans l'eau usée par l'action de microorganismes, en présence d'oxygène dissous.

De plus, il peut transformer l'azote organique et ammoniacal en nitrates.

Le procédé consiste à alimenter un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) avec l'eau à épurer.

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 matières organiques, cette liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur où s'effectue la séparation de l'eau épurée et des boues.

Les boues décantées sont introduites en partie dans le bassin d'aération (recirculation des boues) pour maintenir un équilibre constant entre la quantité de pollution à traiter et la masse de bactéries épuratrices.

Les boues excédentaires sont évacuées du système vers le traitement des boues (extraction des boues en excès). [6]

II-4-3-3-1)- Le Traitement Secondaire (Clarificateur):

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

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

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

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

- ✓ Système à bassins séparés: la décantation et l'aération seront alors dans deux bassins distincts;
- ✓ Système combiné: les phases de décantation et d'aération ont lieu dans le même ouvrage. La séparation du floc bactérien et de la liqueur interstitielle, ou clarification, est normalement assurée par décantation.

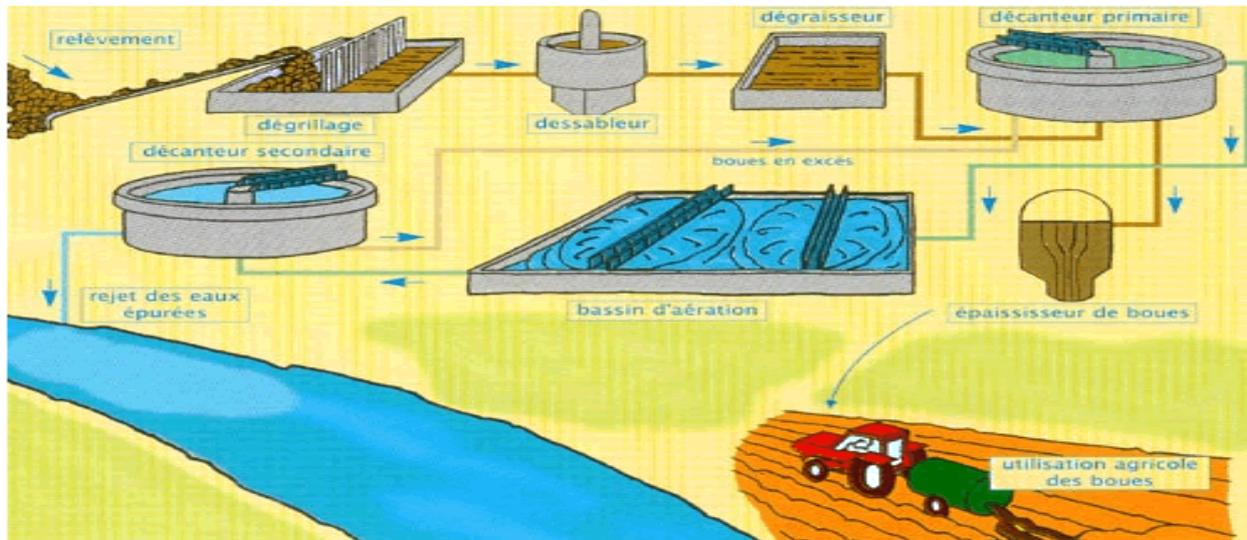


Figure II-6 : Schéma du principe d'épuration à boues activées.

II-4-3-3-2)- Avantages et Inconvénients de traitement par boues activées :

➤ Avantages :

- Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites).
- Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ;
- Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ;
- Boues légèrement stabilisées ;
- Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. [6]

➤ Inconvénients :

- Coûts d'investissement assez importants.
- Consommation énergétique importante.
- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière.
- Sensibilité aux surcharges hydrauliques.
- Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser.
- Forte production de boues qu'il faut concentrer. [6]

II-6)- Conclusion :

On a examiné tous les types de traitement par voie biologique et on propose l'adoption du processus par boue activée comme moyen de traitement, en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure.

On va faire une étude technico-économique des différentes variantes (moyenne et faible charge d'après leurs avantages et inconvénients) et on cherche surtout à avoir un bon rendement épuratoire de l'effluent.

CHAPITRE III

PROCEDES D'EPURATION BIOLOGIQUE PAR BOUES ACTIVES

III.1. Introduction :

Le traitement biologique par biomasse libre est actuellement le plus utilisé pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines. La matière organique est, d'une part convertie en matière vivante et, d'autre part minéralisée. Les agglomérats bactériens peuvent ensuite être séparés de l'eau traitée par simple décantation, les phases d'aération et de décantation étant initialement réalisées dans le même bassin. Très rapidement, la phase de décantation fut isolée dans un second bassin, ce qui permit un fonctionnement continu du procédé, La technique des boues activées était née. On voit donc qu'elle se met en oeuvre par la combinaison de 3 dispositifs :

- un réacteur biologique où sera sélectionnée une biomasse apte à la décantation,
- un système d'aération fournissant l'oxygène nécessaire à la biologie,
- un ouvrage de séparation, essentiellement par décantation, où l'eau purifiée sera séparée de la biomasse formée.

III.2.Prétraitement ou traitement préliminaire :

Au niveau des prétraitements, la rétention sur une grille des filasses et autres particules de taille supérieure au cm généralement, puis à piéger dans un ouvrage combiné les sables, les éléments grossiers qui décanteront et les flottants (graisses ou huile d'origine végétale ou animale). Les déchets ainsi récupérés représentent relativement un faible volume, ils sont couramment stockés en bennes puis évacués.

Il est possible de les incinérer ou de les traiter (procédé Biloxi pour les graisses).

III.3.Traitement primaire (décantation) :

Lors de la décantation, les particules, dont la densité est supérieure à l'eau, vont avoir tendance à s'accumuler au fond du décanteur sous l'effet de la pesanteur. Les particules seront éliminées du fond du bassin périodiquement. L'eau clarifiée se situant à la surface sera évacuée. Cette étape consiste à envoyer l'eau prétraitée dans un bassin de décantation. Habituellement sans coagulant chimique au préalable. La vitesse de chute des particules est proportionnelle. Aux diamètres, à la masse volumique (de la particule et du liquide) et à l'accélération de la pesanteur tandis qu'elle est inversement proportionnelle à la viscosité Dynamique selon l'équation de Stokes.

III.3.1. Les principaux types de décanteurs :

a) Les décanteurs statiques sans raclage :

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

b) Les décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :

b.1) Décanteurs circulaires :

Le racleur est fixé à une charpente tournant autour de l'axe du bassin. Il peut comporter une seule lame en forme de spirale ou une serre de raclettes. Il comprend un fut central creux où arrive l'eau brute d'où elle est répartie généralement par une cloison siphonoïde annulaire. Les boues sont amenées vers une fosse centrale à l'aide d'un dispositif de raclage sur une pente de 5 à 10°. De plus un racleur de surface pousse les corps flottants vers une écumoire d'où ils peuvent regagner la fosse des boues. De préférence ce type de décanteur doit fonctionner d'une manière régulière, car les variations de débit provoquent en effet des remous qui font remonter les boues en surface. Un décanteur circulaire à raclage mécanique est représenté sur la **Figure III-1**

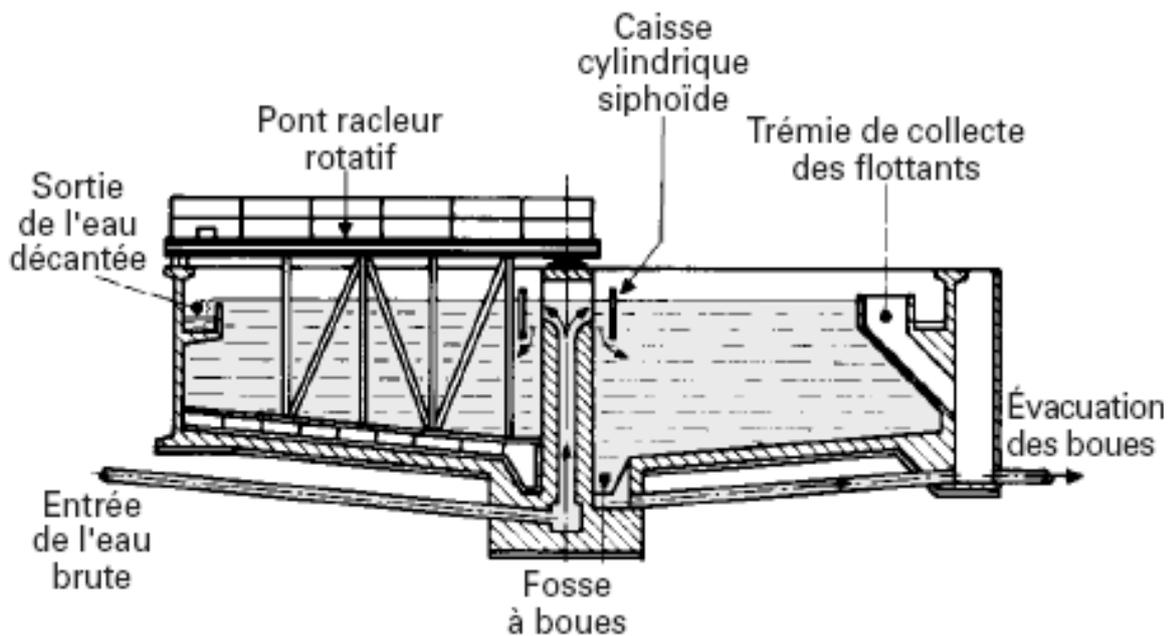


Figure III-1 : Décanteur circulaire à raclage mécanique.

b-2) Décanteurs longitudinaux rectangulaires :

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage :

- les décanteurs à pont racleur

- les décanteurs à chaînes.

Les ponts racleur se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contre courant.

Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs le puit des boues est situé à l'arrivée de l'effluent. Un décanteur rectangulaire avec raclage est représenté sur la Figure qui suit :

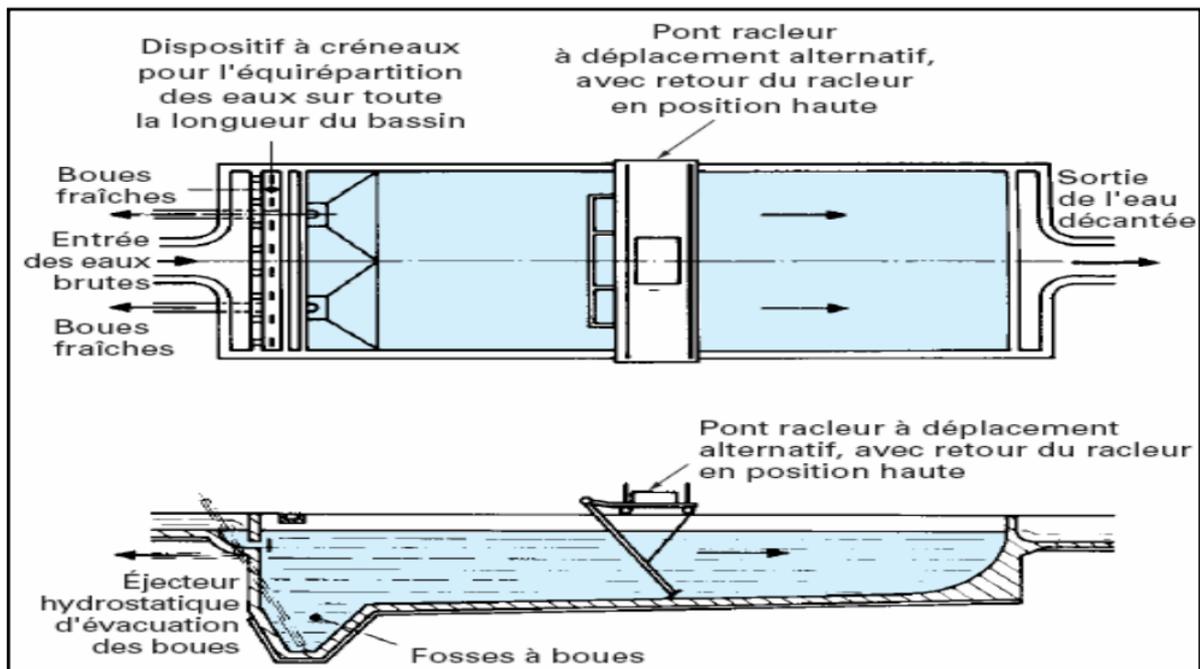


Figure III-2 : Décanteur longitudinal à pont racleur

III.4. Traitement secondaire (traitement par boue activée) :

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

Le flux traité rejoint un ouvrage de décantation secondaire. Une description du chemin d'écoulement est représentée sur la **Figure III-3**

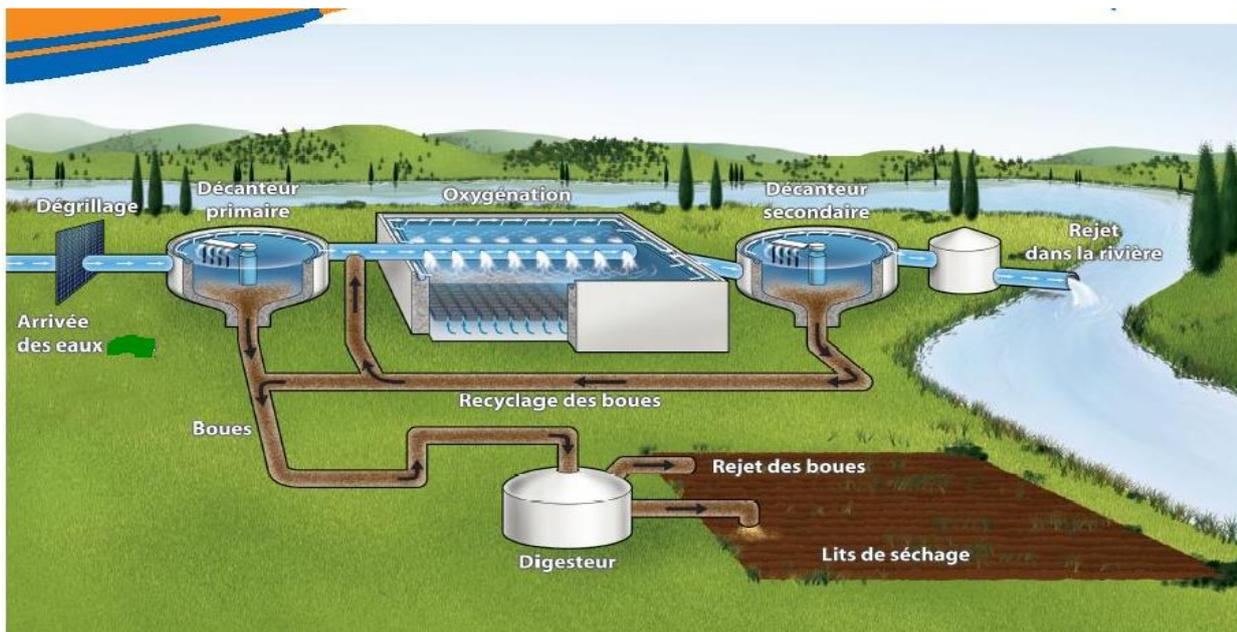


Figure III-3 : Procédé d'épuration par boue activée.

III.4.1. Choix du procédé d'épuration :

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés en prenant en considération leurs avantages et inconvénients qu'on va les citer ci-après : [7]

a. Procédé à forte charge :

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

b. Procédé à moyenne charge :

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

c. Procédé à faible charge :

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

Tableau III-1 : Avantages et inconvénients des différents procédés :

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	<ul style="list-style-type: none"> - Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ; - Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût d'investissement assez important ; - Consommation énergétique importante ; - La nitrification est incomplète ou difficile ; - Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.

Moyenne charge	<ul style="list-style-type: none"> - La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; - Prend un espace moyen dans le terrain - Pour toute taille de collectivité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> - Assure une bonne élimination de DBO₅ - Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ; - L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; - Prend un petit espace dans le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le temps de séjour dans le bassin ; - Investissement coûteux ; - Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ; - Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

III-4-2)-Classement des procédés par boues activées :

En épuration d'eau usée un réacteur biologique se caractérise par les paramètres essentiels suivants : [8]

a. Charge massique :

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité de pollution journalière reçue en Kg de DBO₅ et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur. Cette notion C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement du boue activée, tel que :

- Le rendement épuratoire.
- La production des boues
- Le degré de stabilisation de boues en excès produites
- Les besoins en oxygène ramenés à la pollution éliminés.

Donc La charge massique (C_m) représente la quantité de DBO₅ à traiter rapportée au kg de MVS et par jour :

$$C_m = \frac{DBO_5(kg / j)}{MVS(kg)} \dots\dots\dots \text{III.2}$$

b. Charge volumique :

La charge volumique (C_v) traduit La concentration en matière active (MVS) est fixée au départ dans le réacteur le rapport entre la masse journalière du substrat biodégradable apportée par l'effluent brut et le volume du bassin épurateur .

c. Age des boues :

L'âge des boues A_b est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications.

Tableau III.2 : classement des procédés par boues activées.

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO ₅ /Kg MES .j)	Charge volumique C_v (KgDBO ₅ /m ³ .j)	Ages des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO ₅
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10 à 30	$R \geq 90\%$ Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,5$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	$R = 80 \text{ à } 90\%$ Nitrification possible aux températures
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	$R < 80\%$

Les paramètres (C_v), (C_m) et concentration en (MVS) dans le bassin d'aération sont liés par

la relation suivante : $\frac{C_v}{C_m} = \text{Concentration des MVS dans le réacteur.}$

d. Indice de mohlman (I_M) :

L'indice de MOHLMAN ou indice des boues représente le volume occupé par un gramme de boue après trente minutes de décantation statique dans une éprouvette d'un litre à paroi transparente graduée, exprimé en mL / g de MES, il est défini par la formule suivante :

$$\frac{V}{M} = I_M \dots \dots \dots III.3$$

L'indice de boue est valide à condition que le volume décanté soit compris entre 100 ml et 300 ml, dans le cas contraire une dilution est nécessaire.

e. Age des boues :

On définit l'âge des boues comme étant le rapport entre la masse des boues présentes dans le bassin d'aération et la masse journalière de boues extraites :

f. Effet de température :

La valeur optimale pour l'activité des microorganismes intervenant au cours de l'épuration est comprise entre 25 et 30 °C. Au delà la vitesse de réaction décroît très vite et le floc bactérien se trouve rapidement épuisé en oxygène. Ceci est valable dans le cas des boues activées à faible charge. Cependant en forte charge, le flux a tendance à se disperser, ce qui conduit à une mauvaise décantation des boues dans le clarificateur.

g. L'effet de PH :

Le système biologique tolère une gamme de PH allant de 5 à 9 avec une zone optimale de 6,5 à 8,5.

III-4-3)- Consommation d'oxygène :

Dans les stations d'épuration biologique, l'effluent chargé en matières organiques inertes est mis en présence d'une suspension bactérienne dense en milieu aéré.

Les matières organiques contenues dans l'effluent peuvent :

- Soit être assimilées et transformées en composants cellulaires (anabolisme).
- Soit dégradées par oxydation pour fournir de l'énergie nécessaire à ces synthèses cellulaires (catabolisme).
- Soit en cas d'une alimentation surabondante, absorbées et stockées par les cellules.

L'utilisation de ces matériaux stockés est alors différente.

La pollution éliminée que nous supposons exprimée directement en poids de matières organiques, est répartie donc en trois fractions :

- Une fraction est anabolisé.
- Une fraction est catabolisée
- Le reliquat se trouve *stocké* par les bactéries et est joint aux réserves préexistantes.

Divers travaux ont permis de préciser une formule symbolique de la matière organique contenue dans un effluent urbain. Il s'agit de $C_7H_{11}NO_3$. En ce qui concerne la matière vivante (cytoplasme bactérien) deux formules sont proposées :

$C_5H_7NO_2$ ou bien $C_7H_9NO_3$.

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

Poids de $O_2 = a'$. Poids DBO₅ éliminée+ b' . poids de la matière volatiles

$$D'où : \quad qO_2 = a'.L_e + b'.X_a$$

Avec :

qO_2 : exprimé en kg/j.

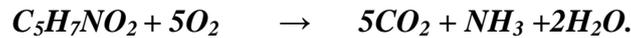
L_e : DBO₅ éliminée exprimée en kg/j.

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

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

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

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



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

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

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

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

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

D'où : $a'=1,42 a_m$

III-5) Différents types d'épuration par boue activée :

Le traitement des eaux usées par le procédé à boues activées peut être réalisé suivant deux procédés principaux : le mélange intégral et le mélange piston.

a) Le mélange intégral :

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

Modèle mathématique : On écrit que la pollution éliminée est proportionnelle à la masse de boues présente dans l'aérateur et à la concentration en substrat. La pollution éliminée quotidiennement est $Q \cdot (L_0 - L_f)$ et celle restante dans le bassin est :

$V \cdot L_f$; (Q = débit des effluents et V : volume de bassin)

En appelant (M) la fraction du substrat consommée pour la métabolisation il vient alors :

$Q \cdot (L_0 - L_f) = M \cdot V \cdot L_f$ divisant par Q et en posant $V/Q = t$

On a alors : $(L_0 - L_f) = M \cdot t \cdot L_f$

Comme le mélange intégral implique que l'eau à traiter soit mélangée intimement avec une masse homogène de boue activée présente dans le bassin, et que la fraction du substrat consommée est proportionnelle à chaque instant à la concentration moyenne de boue dans le bassin, ($M = K \cdot X_a$).

$$\frac{L_0 - L_f}{L_f} = K \cdot X_a \cdot t$$

Cette équation est équivalente à celle établie en phase de croissance ralentie.

b) Le mélange piston :

Dans ce traitement l'effluent circule lentement dans le sens longitudinal. L'effluent injecté à un instant donné progresse donc en bloc (en piston). On considère souvent un aérateur de ce type comme la succession de plusieurs cellules fictive en mélange intégrale.

III-6) Le décanteur secondaire (la clarification) :

Le clarificateur est un ouvrage de décantation secondaire, qui reçoit la liqueur mixte provenant de bassin d'aération, il permet la séparation de floc biologique de l'eau épurée. L'eau est évacuée en suite par surverse, alors que les boues sont récupérées au fond de l'ouvrage pour recycler une fraction et évacuer le reste dans le bassin de boues activées.

Un schéma d'un clarificateur à pont tournant à la surface est représenté ci-dessous :

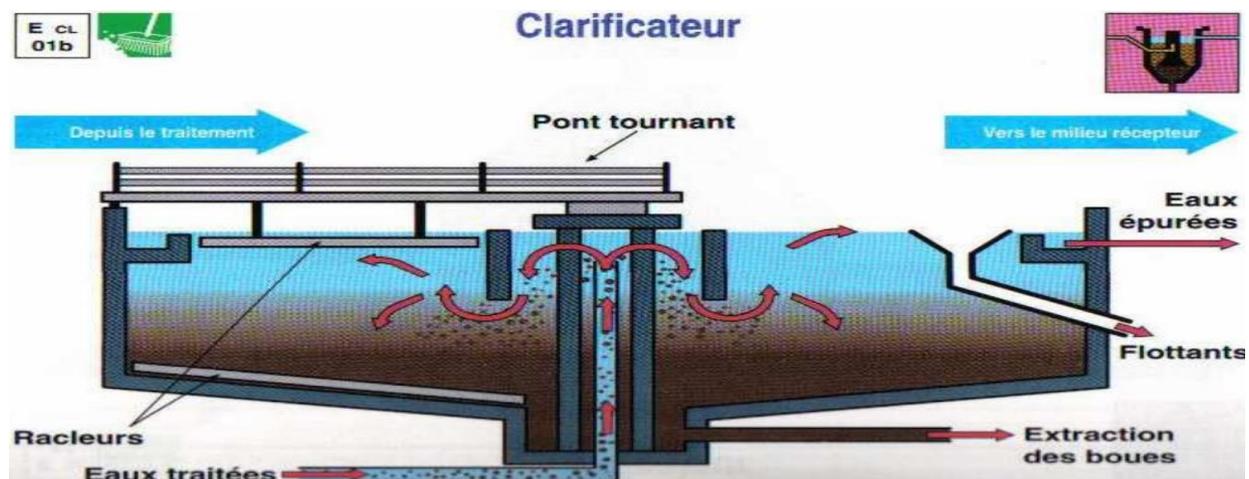


Figure III-4 : schéma d'un clarificateur.

III-7)- Le traitement tertiaire (la désinfection) :

Il a pour but de compléter plus ou moins l'épuration selon les normes de rejet applicables aux eaux épurées ou selon les utilisations de ces eaux après traitement. Ce traitement est absent ou peu nombreux dans le cas de rejet en rivière. L'évaluation du risque de contamination et l'efficacité de la désinfection sont généralement appréhendées via le dénombrement de germes indicateurs (coliformes totaux, coliformes fécaux, streptocoques fécaux). Dans les effluents secondaires, après traitement par boues activées, on dénombre généralement pour les effluents urbains 10^5 à 10^8 coliformes totaux par 100 ml, 10^4 à 10^7 coliformes fécaux par 100 ml et 10^4 à 10^6 streptocoques fécaux par 100 ml.

Il existe de nombreuses techniques de désinfection :

- Le chlore
- Désinfection utilisant le dioxyde de chlore
- l'hypochlorite de sodium (eau de Javel)
- Désinfection à l'ozone
- Désinfection par rayonnement UV

III-8)-Traitement du Boues.

III-8-1)- Caractéristiques particulières des boues :

Puisque dans une installation de traitement d'eau résiduaire la production de boues a lieu à divers points de la chaîne de traitement. Il y a obligatoirement une différence entre chaque type. Tableau III-4 et le Tableau III-5 nous donne ces caractéristiques. [7]

Tableau III-3: la concentration des boues en matières solides :

Origine de la boue	MS g/hab/h	Volume l/hab.j
Boue primaire		
Fraîches	45-55	1
Digérées	30-40	0,5
Boue d'aération prolongée	50	2,5
Boues de moyenne charge		
Fraîches	90	2
Digérées	55	1
Lit bactérien à moyenne charge		
Fraîches	70	1,5
Digérées	40-50	1

Tableau III-4 : caractérisation des boues :

Type de boues	Origine de la boue	couleur	% d'humidité
Primaires	Décanteur	Gris noirâtre	95-97
Secondaires	-Bassin d'aération -Lit bactérien	Brunâtre	98-99
Digérées	Digesteur	Noire	93-95

❖ Types de boues dans une STEP :

• *Les boues dites primaires* résultent de la simple décantation des matières en suspension contenues dans les eaux usées brutes. Elles ne sont pas stabilisées. Les stations ne traitant que la pollution particulaire sont de plus en plus rares dans les pays développés, ou alors associées à des filières complémentaires de traitement.

• *Les boues secondaires* sont formées à partir de la charge polluante dissoute utilisée par les cultures bactériennes libres ou fixées en présence d'oxygène (aération de surface ou insufflation d'air).

• Dans le cas où il existe des boues primaires et des boues secondaires, elles forment des boues "mixtes" fraîches qui vont subir un traitement de stabilisation biologique. Dans le cas où il n'existe pas de décantation primaire (boues activées en aération prolongée, cas fréquents en France), la stabilisation aérobie se fait par séjour prolongé dans les ouvrages épuratoires.

III-8-2)-Chaîne de traitement des boues :

La Figure III-8 précise l'enchaînement de ces opérations unitaires de traitement.

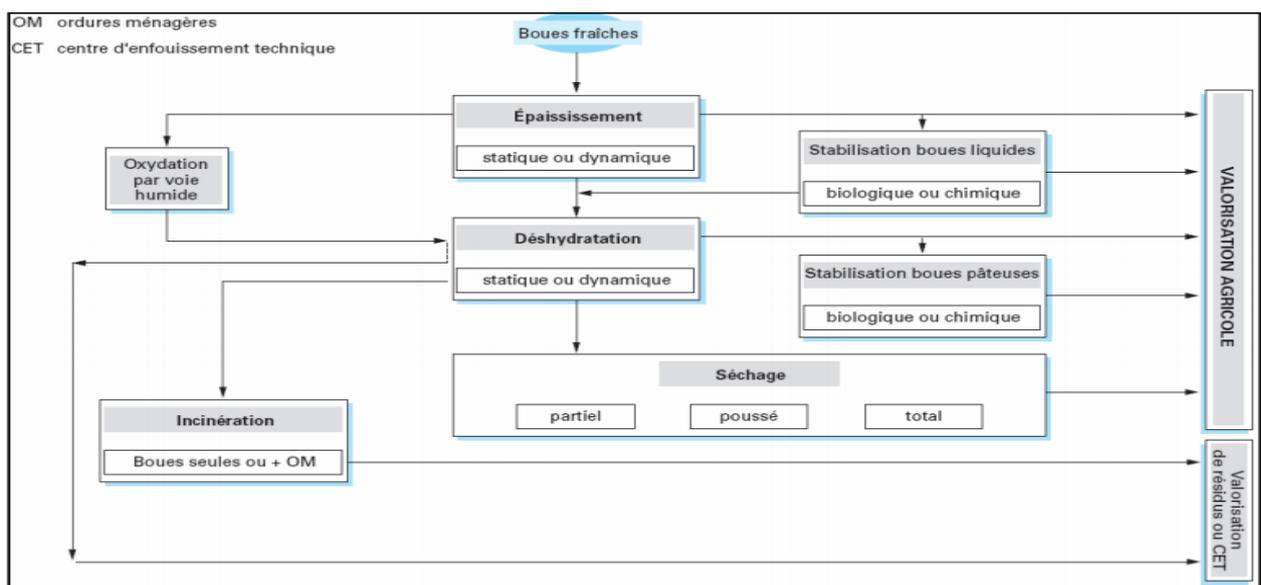


Figure III-5 : Chaîne de traitement des boues.

On distingue trois grands types de traitement :

- Des traitements de stabilisation, dont l'objectif est de réduire la fermentescibilité des boues pour atténuer ou supprimer les mauvaises odeurs ;
- Des traitements de réduction de la teneur en eau des boues, visant à diminuer la quantité de boues à stocker et à épandre, ou améliorer leurs caractéristiques physiques (tenue en tas notamment) ;
- Des traitements d'hygienisation qui visent à éradiquer la charge en micro-organismes pathogène. Ils ne sont mis en œuvre que dans des contextes particuliers.

III-8-2-1)- Stabilisation des boues :

Ce processus limite les fermentations en vue de favoriser la valorisation agricole des boues.

Les traitements de stabilisation utilisés différents types :

- La stabilisation biologique :
- Le compostage :
- Stabilisation chimique :
- Stabilisation anaérobie des boues :
- Stabilisation aérobie :

III-8-2-2)- Epaissement des boues :

L'épaississement soit par décantation (statique), soit par flottation à l'air dissous, constitue la première étape de la plus part des filières de traitement des boues. L'objectif principal de cet ouvrage est de débiter une boue concentrée.

III.8.2.3. Déshydratation :

Qui correspond en fait à une augmentation forte de siccité, modifie l'état physique des boues, celles-ci passant de l'état liquide à l'état pâteux ou solide.

Les filtres à bandes et les centrifugeuses (à noter que les centrifugeuses donnent selon leur réglage des boues liquides ou pâteuses) donnent des boues plutôt pâteuses. Ces matériels sont réservés aux installations les plus importantes, car plus coûteux.

➤ Lits De Séchage

Le séchage des boues sur des lits de sables est une technique de déshydratation naturelle. Elle n'est à retenir que sur des boues bien stabilisées (digérées anaérobiquement ou éventuellement d'aération prolongée). L'air de séchage comprend deux couches :

- * Une première couche support de graviers où sont aménagés des drains.

- * Une deuxième couche filtrante de sable.

Cette technique est basée sur une première phase de drainage et une deuxième de séchage atmosphérique. Cette dernière demeure tributaire des conditions climatiques. La siccité peut atteindre 40 à 60 % en cas de l'ensoleillement optimal.

III.8.Conclusion :

C'est incontestablement la maîtrise des procédés de traitement et la gestion rigoureuse des infrastructures et équipement présent dans la station d'épuration, qui permettent par une exploitation optimale, d'atteindre les critères de réussite et de répondre ainsi aux exigences en matière de norme de rejet.

CHAPITRE IV

Analyse des eaux usées et estimation de la pollution

IV-1): Introduction :

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.
- Les normes des analyses.
- 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-2): Prélèvement et échantillonnage :

Le prélèvement des échantillons et sa conservation conditionnent les résultats des analyses et l'interprétation qui en sera donnée.

L'échantillon prélevé doit être homogène et représentatif de l'effluent, il convient donc que la qualité prélevée soit proportionnelle au débit d'eau usée.

Par ailleurs, l'échantillon prélevé doit être conservé dans de bonnes conditions, à défaut ses caractéristiques subiront une transformation entre le moment du prélèvement et celui de l'analyse, ce qui fausse les résultats d'analyse.

IV-3): 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

Les effluents liquides de la ville de **Misserghine et Boutlelis** sont issus d'un réseau de type unitaire.

Avant de procéder à l'interprétation de ces paramètres nous allons citer les normes de rejet suivant le décret N°93-160 du 10 juillet 1993

Tableau IV-1 : Norme de rejet selon le décret N°93-160 du 10 juillet 1993.[9]

Paramètre	Unité	Valeurs maximales
Température	°C	30
Ph	u.PH	5.5 à 8.5
MES	mg/l	30
DBO5	mg/l d'O ₂	40
DCO	mg/l	120

Tableau. IV-2 : Résultat de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la ville de Misserghine (02 à 05 septembre 2014)

Paramètres	Quantité	Unité
Température	29.39	°C
DBO₅	237.33	mg/l
DCO	405.67	mg/l
MES à 105 C°	248.18	mg/l
MES à 600 C°	75.56	mg/l
PH	6.58	u.PH

Tableau IV-3 : Résultat de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la ville de Boutlelis (02 à 05 septembre 2014).

Paramètres	Quantité	Unité
Température	29.72	°C
DBO₅	286.3	mg/l
DCO	554.67	mg/l
MES à 105 C°	323.63	mg/l
MES à 600 C°	100.16	mg/l
PH	6.46	u.PH

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

IV-4)-Interprétation des résultats d'analyses obtenus :**IV-4-1)- PH :**

La valeur moyenne de PH est de l'ordre de 6.52. Cette valeur se situe bien dans la fourchette (5.5- 8,5) admise par les normes de rejet d'une eau usée urbaine.

La conclusion qui s'impose est celle relative au fait que la valeur moyenne du PH du rejet est conforme à la normale et par conséquent, nous pouvons dire que nôtre PH se situe dans la bonne gamme d'activité des micro- organismes en favorisant aisément un traitement biologique étant donné qu'il n'est pas loin de la neutralité.

IV-4-2)- Matières en suspension (MES):

Il est d'usage en traitement des eaux d'appeler «Matières en suspension», des impuretés séparables par filtration ou centrifugation.

Les matières en suspension se composent des matières organiques et des matières minérales.

Les valeurs moyennes de MES à 105⁰C et à 600⁰C obtenues entre 75.56 et 248.18 mg/l. au niveau du rejet de Misserghine, nous renseignent sur une eau usée urbaine, chargées en matières en suspension.

Pour le rejet de Boutlelis, les résultats des analyses obtenues montrent que la concentration des matières en suspension est importante (100.16 et 323.63mg/l).

Ces valeurs ne peuvent être négligées et nécessitent impérativement un traitement approprié (décantation).

IV-4-3)- Demande biochimique en oxygène (DBO₅):

La demande biochimique en oxygène (DBO) correspond à la quantité d'oxygène nécessaire pour décomposer (par oxydation, et avec l'intervention de micro- organismes), les matières organiques seulement biodégradables contenues dans une eau usée.

La valeur moyenne de DBO₅ analysée est de 260 mg/l, nous pouvons dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine normalement chargée en matières organiques biodégradables. La DBO₅ d'une eau usée à une valeur inférieure à celle de la DCO correspondante.

IV-4-4)- Demande chimique en oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène (DCO) représentent la quantité d'oxygène nécessaire pour obtenir une bonne oxydation des matières organiques et minérales présentes dans l'eau. la valeur moyenne de la DCO mesurée est de l'ordre de 480 mg/l.

Cette valeur reflète celle d'une eau usée urbaine, qui est généralement inférieure à 750 mg/l.

IV-4-5)- Biodégradabilité et nature du rejet :

Les effluents biodégradables sont caractérisés par les paramètres suivants :

→ $DCO / DBO_5 < 2.5$

→ $DCO < 750 \text{ mg/l}$

Il est donc intéressant de vérifier la valeur du rapport DCO / DBO₅ pour déduire la nature de rejet, nous prendrons les valeurs moyennes de la DBO₅ et de la DCO.

Tableau. IV-4 : Biodégradabilité du rejet.(source DRE.ORAN)

Paramètre	Rejet de Misserghine	Rejet de Boutlelis
DCO(mg/l)	405.67	554.67
DBO₅(mg/l)	237.33	286.3
DCO / DBO₅	1.7	1.9

Le tableau ci-dessus fait ressortir que le rapport (DCO/ DBO₅) moyen est inférieur à 2,5 ce qui montre que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine chargée en Matières organiques biodégradables.

IV-5)-Calcul des débits :

Le volume journalier consommé par habitant est estimé sur la base de la dotation hydrique, le rejet est estimé à 80% de la consommation.

La dotation en eau potable actuelle et future de la population est de **200 l/ha/ j** se qui nous donnent une consommation d'eau potable de 10007 m³/j en 2030 et 14880 m³/j en 2045 pour la commune de Boutlelis.

Une consommation d'eau potable de 14011 m³/j en 2030 et 23371 m³/j en 2045 pour la commune de Misserghine.

IV-6)-Détermination des charges polluantes :

La valeur des charges polluantes a été établie en se basant sur les résultats d'analyse. On a fait aussi un calcul de cette dernière avec la notion d'équivalent habitant qui est la charge polluante contenue dans les effluents brutes par habitant et par jour pour faire une comparaison entre la théorie et la pratique.

IV-6-1)-Calcul théorique :

Pour un réseau d'assainissement de type unitaire on a les valeurs suivantes :

$$DBO_5 = 70 \text{ g/hab/j}$$

$$MES = 80 \text{ g/hab/j}$$

IV-6-1-1)-Les charges de pollution journalières :

Elles s'expriment par :

$$C_{DBO5} = DBO_5 * N_{hab}$$

$$C_{MES} = MES * N_{hab}$$

Tableau IV-5 : les charges de pollution journalières (calcul théorique).

	Misserghine		Boutlelis	
Horizon	2030	2045	2030	3045
population	53887	89888	38490	57232
C_{DBO5} (Kg/j)	3772.09	6292.16	2694,31	4006,23
C_{MES} (Kg/j)	4310.96	7191.04	3079,21	4578,54

IV-6-2)-Calcul pratique

IV-6-2-1)-Les charges de pollution journalières :

La charge polluante quotidienne moyenne est estimée à partir des résultats expérimentaux suivants qu'on a déjà citer :

a- la commune de Misserghine

$$DBO_5 = 237.33 \text{ mg/l}$$

$$MES = 248.18 \text{ mg/l}$$

b- la commune de Boutlelis

$$DBO_5 = 286.36 \text{ mg/l}$$

$$MES = 323.63 \text{ mg/l}$$

$$C_{DBO5} = DBO_5 \text{ (Kg/m}^3\text{)} * Q_{\text{moy}} \text{ (m}^3\text{/j)}$$

$$C_{MES} = MES \text{ (Kg/m}^3\text{)} * Q_{\text{moy}} \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Tableau IV-6 : Les charges de pollution journalières (calcul pratique).

	Misserghine		Boutlelis	
Horizon	2030	2045	2030	2045
population	53887	89888	38490	57232
Débit (m³/j)	11208.8	18696.8	8005.6	11904
C_{DBO5} (Kg/j)	2660.18	4437.31	2292.48	3408.83
C_{MES} (Kg/j)	2781.80	4640.17	2590.85	3852.49

IV-7)-Conclusion

Dans ce chapitre on a pu faire une interprétation des résultats d'analyse des deux rejet, ainsi le calcul des charges polluant (DBO,DCO, MES) donc on peut procédés au dimensionnement des déférents ouvrages de la STEP.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

V-1)-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 leur débit et leurs charges de référence.

V-2)- 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 2045.

V-2-1)- 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 d'ORAN a opté pour une dotation de 200 l/hab/j pour la ville de Misserghine et Boutlelis et les besoins d'équipement sont prit 30% des besoins domestique.

Il s'agit de déterminer :

- a- Le débit journalier : « Q_j » (m^3/j).
- b- Le débit moyen horaire : « $Q_{moy,j}$ » (m^3/h).
- c- Le débit de pointe : « Q_p ».
- d- Le débit diurne « Q_d ».

a)- Le débit journalier :

Le débit total journalier se calcule comme suit

$$Q_{moy,j} = (Q_{\text{éq}} + D.N).Cr \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec :

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

$$Q_{moy,j} = (5542+92377.200).0,8=19214.4 m^3/j \Rightarrow$$

$Q_{moy,j} = 19214.4m^3/j.$

b) -débit moyen horaire :

Il est donne par la relation suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{moy.j}}{24} \Rightarrow Q_{moy.h} = \frac{19214.4}{24} = 800.58 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow$$

$$Q_{moy, h} = 800.58 \text{ m}^3/\text{h}.$$

c)-Le débit diurne :

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

Soit :

$$Q_d = \frac{Q_{moy.j}}{16} \Rightarrow Q_{moy.h} = \frac{19213.92}{16} = 1200.87 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow$$

$$Q_d = 1200.87 \text{ m}^3/\text{h}.$$

d)- le débit de pointe :

d-1)-En temps sec :

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pte, s} = K_p \cdot Q_{moy, j} \dots\dots\dots(V.2)$$

Avec :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy, j}}} \quad \text{Si } Q_{moy} \geq 2,8 \text{ l/s.}$$

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

Dans notre cas le $K_p=1,67$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_{pte, s} = 800.58 \cdot 1.67 = 1335.08 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{pte, s} = 370.86 \text{ l/s}.$$

c-2)-En temps de pluie :

$$Q_{pte, p} = (3 \div 5) Q_{ts} \dots\dots\dots(V.3)$$

$$\text{Donc : } Q_{pte, p} = 1335.08 \cdot 3 = 4005.35 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{pte, p} = 112.60 \text{ l/s}.$$

V-2-2)- Evaluation des charges polluantes :

On calcule les charges polluantes à partir des résultats des analyses.

a)-La charge moyenne journalière en DBO₅:

$$L_0 = C_{DBO5} \cdot Q_{moy, j} \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

L_0 : Charge moyenne journalière en DBO₅.

C_{DBO5} : La concentration en DBO₅ moyenne (Kg / m³).

$Q_{moy, j}$: Débit moyen journalier en (m³ / j).

➤ **Horizon (2030) :**

Nous avons : $C_{DBO5} = \frac{C_{1,DBO5} \times Q_1 + C_{2,DBO5} \times Q_2}{Q_{TOT}} = \frac{0.237 \times 11208.8 + 0.286 \times 8005.6}{19213.92} = 0.26 \text{ kg/m}^3$

On obtient : $L_0 = 0.26 \cdot 19214.4 \Rightarrow$

$L_0 = 4995.74 \text{ kg/j.}$

➤ **Horizon (2045) :**

Nous avons : $C_{DBO5} = 260 \text{ mg/l.}$

On obtient : $L_0 = 0.260 \cdot 30600.8 \Rightarrow \mathbf{L_0 = 7887.6 \text{ kg/j.}}$

$L_0 = 7887.6 \text{ kg/j.}$

b)-La charge en MES :

$$N_0 = C_{MES} \cdot Q_{moy, j} \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

N_0 : charge moyenne journalière en MES.

C_{MES} : la concentration moyenne en MES (Kg / m³).

➤ **Horizon (2030) :**

Nous avons : $C_{MES} = 280 \text{ mg/l.}$

Donc : $N_0 = 0.28 \cdot 19214.4 \Rightarrow$

$N_0 = 5372.65 \text{ kg/j.}$

➤ **Horizon (2045) :**

Nous avons : $C_{MES} = 280 \text{ mg/l.}$

Donc : $N_0 = 0.28 \cdot 30600.8 \Rightarrow$

$N_0 = 8556.47 \text{ kg/j.}$

V-2-3)- Calcule de l'équivalent habitant (Eq/hab)

Pour quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestique et pour un éventuel calcul de système d'épuration, il faut disposer d'une unité dite « équivalent habitant », il se définit comme étant la pollution produit par habitant et par jours exprimé en gramme d'oxygène nécessaire à sa dégradation.

On détermine alors l'équivalent habitant comme suit :

$N_{EH} = \text{nombre d'habitant} + n$

- N_{EH} : nombre d'équivalent habitant.
- n : nombre d'équivalent habitent correspond aux équipements .

On a :

$$Q_{r.tot} = N_{EH} * D \Rightarrow N_{EH} = Q_{r.tot} / D$$

- $Q_{r.tot}$: débit de rejet $Q_{r.tot} = (N * D + Q_{\text{équi}}) * C_r$
- D : dotation $D = 200 \text{ L/j/hab}$

➤ **Horizon (2030) :**

$$N_{EH} = \frac{19214.46}{0.2} = 96072 \text{ Eq/hab.}$$

$$N_{EH} = 96072 \text{ Eq/hab.}$$

Pour le calcul à l'horizon 2045(extension) on utilise la même procédure de calcul que l'horizon 2030

Les différents résultats pour les deux horizons 2030 et 2045 sont représenté dans le tableau

Tableau V-1 : Estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons d'études.

Paramètres	Unités	Horizon d'étude	
		2030	2045
Type de réseau	-	Unitaire	Unitaire
Capacité de la station	Eq/hab.	96072	153004
$Q_{\text{moy, j}}$	m^3/j	19214.4	30600.8
$Q_{\text{moy, h}}$	m^3/h	800.58	1275.03
K_p	-	1,67	1.63
$Q_{\text{pte, s}}$	m^3/h	1335.08	2081.93
$Q_{\text{pte, p}}$	m^3/h	4005.35	6245.78
Q_d	m^3/h	1200.87	1912.55
Charge journalière en DBO_5	Kg/j	4995.74	7887.6
Concentration correspondante C_{DBO_5}	mg/l	260	260
Charge journalière en MES	Kg/j	5372.65	8556.47
Concentration correspondante C_{MES}	mg/l	280	280

V-3)- Prétraitement :

Le dimensionnement du prétraitement a été effectué pour les deux horizons 2030 et 2045 et en considérant le débit de pointe de temps de pluie.

V-3-1)-Dégrillage :

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

On distingue deux types de grille :

- **Grilles courbes** : Elles sont formées de barreaux plats, et sont utilisées pour des profondeurs du canal variant de 0,5 à 1,8m.
- **Grilles droites** : Elles sont inclinées de 90° par rapport à l'horizontal et sont parfois verticales. Ce type de grilles peut être utilisé par les grandes profondeurs du canal (2 à 3m) avec un espacement des barreaux (40 à 60mm).

NB : La vitesse moyenne d'écartement à travers les grilles est de l'ordre de **0,6 à 1 m/s**, cette vitesse peut atteindre **1,3 à 1,4** au débit maximal.

Le dimensionnement du dégrilleur est effectué à un débit de point à temps de pluie.

Tel que :

$$Q_p = 3Q_{ts}$$

Avec :

Q_p : débit de point à temps de pluie.

Q : débit de point en temps sec.

a)-Dimensionnement de grille :

Méthode de KRISHMER :

Horizon 2030 :

➤ **la largeur des grilles :**

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

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots\dots\dots(V.6)$$

Avec : B : largeur de la grille

h_{\max} : hauteur maximale admissible sur une grille : $h_{\max} = (0,15 - 1.5)$ m.

β : fraction de la surface occupée par les grilles. $\beta = \frac{d}{e + d} \dots\dots\dots(V.7)$

Tel que : d : épaisseur des barreaux (cm)

e : espacement des barreaux.

Tableau V.2 : Espacement et épaisseur des barreaux.

paramètres	Grilles grossières	Grilles moyenne
d (cm)	2,00	1-2
e (cm)	5-10	1-3

S : surface de passage de l'effluent $S = \frac{Q_{Ptp}}{V} \dots\dots\dots(V.8)$

Où : Q_{tp} : Débit de pointe par temps Pluit (m^3 / s).

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

$$V = (0.4 - 1.20)m / s$$

σ : Coefficient de colmatage des grilles

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

$\sigma = 0,25$ pour un dégrillage manuel.

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

$$B = \frac{Q_{Ptp} \cdot \sin\alpha}{V \cdot h_{max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \dots\dots\dots(V.9)$$

➤ **Le dégrillage grossier:**

On a : $Q_{Ptp} = 1.11m^3 / s$

On prend

$$\alpha = 60^\circ$$

$$V = 1m / s$$

$$h_{max} = 1m$$

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

$$d = 2 \text{ cm et } e=8\text{cm, donc } \beta = 0.2$$

On obtient :

$$B = \frac{1.11 \cdot \sin 60^\circ}{1.1 \cdot (1 - 0.2) \cdot 0.5} = 2.41m \quad \text{On prend :}$$

B= 3 m

Nous préconisons deux (02) grilles de **1.5m** de largeur.

➤ **Le dégrillage moyenne :**

Pour le dégrillage moyenne, on prend : $e = 2cm$, $d = 1cm$

Ce qui donne $\beta = 0,33$

$$B = \frac{1.11 \cdot \sin 60^\circ}{1.1 \cdot (1 - 0,33) \cdot 0,5} = 2.89m \quad \text{On prend :}$$

B= 3 m

Nous préconisons deux (02) grilles de **1.5m** de largeur.

➤ **Calcul de la longueur mouillée de la grille**

$$L_0 = \frac{h_{max}}{\sin \alpha}$$

Avec :

- L_0 : longueur mouillée de la grille en (m).
- H_{max} : hauteur d'eau maximale admissible sur la grille en (m).
- α : angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal en ($^\circ$).

On a : une hauteur de grille de $h = 1$ m :

$$\sin \alpha = h / L \quad \text{alors : } L = 1 / \sin 60 = 1.15 \text{ m}$$

L= 1.15 m

➤ **La longueur totale de la grille.**

Pour la longueur totale de la grille, on doit ajouter une marge de 0.5m à la longueur mouillée, donc :

$$L_t = L_0 + 0.5$$

$$L_t = 1.15 + 0.5 = 1.65 \text{ m}$$

L_t = 1.65

b)- Calcul des pertes de charge :

Une grille provoque des pertes de charge, selon KIRSCHMER, ces dernières sont fonction de :

- La forme des barreaux.
- L'espace entre les barreaux.
- La largeur des barreaux.

- La vitesse d'approche.
- L'inclinaison de la grille.

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

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

Avec:

ΔH : perte de charge(m).

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

- Pour barreaux rectangulaires $\beta=2.42$.
- Pour formes favorables $\beta=0.76$.
- Pour barreaux ronds $\beta=1.75$.
- Pour barreaux circulaire $\beta=1.79$.

d : espacement entre les barreaux (cm).

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

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

➤ **La grille grossière :**

On a :

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

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

Donc :

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

$\Delta H = 0,0124\text{m}$

➤ **la grille moyenne :**

$$\text{On a : } \beta = 1,79 \text{ (barreaux de section circulaire)}$$

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

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{1}{2}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \sin 60^\circ = 0,0314m$$

$$\Delta H = 0,0314m$$

c)- Evaluation des refus des grilles

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

Soit :

$$\frac{12}{d} \leq V \leq \frac{15}{d}$$

d: espacement de la grille en cm.

$$V_{\text{ret max}} = 15/d \text{ (L/EH /ans).}$$

$$V_{\text{ret min}} = 12/d \text{ (L/EH /ans).}$$

$$V_r = \frac{N_{\text{eq.hab}} \times v_{\text{ret}} \times 10^{-3}}{365}$$

$$V_{r \text{ moy}} = \frac{v_{r \text{ max}} \times v_{r \text{ min}}}{2}$$

Avec :

- V_r : volumes de refus journalier retenus par le dégrillage en (m^3/j).
- V_{ret} : volumes de refus retenus par le dégrillage, estimé par (l/eq.hab/ans).
- $N_{\text{eq.hab}}$: nombre d'équivalents habitants en (hab).
- $V_{r \text{ moy}}$: volume de refus moyen journalier retenus par le dégrillage en (m^3/j).

➤ Pour la grille grossière.

$$V_{\text{ret.max}} = \frac{15}{d} = \frac{15}{8} = 1,87 \text{ L/EH/ans.}$$

$$V_{\text{ret.min}} = \frac{12}{d} = \frac{12}{8} = 1,5 \text{ L/EH/ans.}$$

➤ Pour la grille moyenne.

$$V_{\text{ret.max}} = \frac{15}{d} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ L/EH/ans.}$$

$$V_{\text{ret.min}} = \frac{12}{d} = \frac{12}{2} = 6 \text{ L/EH/ans.}$$

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2030 et 2045 sont représentées sur le tableau ci-après :

Tableau V.3 : Résultats du dimensionnement des grilles.

Horizon	2030		2045	
	Grossier	moyenne	Grossier	moyenne
Ouvrage : dégrilleur				
Epaisseur barreaux d(cm)	2	1	2	1
Espacement barreaux e(cm)	8	2	8	2
Largeur B (m)	2.41	2.89	1.35	1.62
Nombre des dégrilleur	2	2	1	2
Longueur L(m)	1.15	1.15	1.15	1.15
les barreaux (circulaire) β	1.79	1.79	1.79	1.79
Pert de charge ΔH (m)	0.0124	0.0314	0.0124	0.0314
Refus V_{\max} (m ³ /j)	0,49	1,97	0,79	3,14
Refus V_{\min} (m ³ /j)	0,39	1,58	0,63	2,52
Refus V_{moy} (m ³ /j)	0,44	1,78	0,71	2,83

V-3-2)-Déssableur - dégraisseur:

Le sable sera éliminé dans un bassin de dessablage, les grains de sable sont déposés au point le plus bas de l'ouvrage. L'aération du déssableur est assurée par un presseur; le relevage des sables est prévu par un air- lift fournit en air également à partir du presseur, ou par des pompes à sable, et le fonctionnement de l'air lift sera temporisé de manière à correspondre à la production de sable. Les sables relevés seront rejetés dans le classificateur des sables. Un pont roulant permettra le raclage des huiles et les graisses.

V.3.2.1 Calcul du Déssableur - dégraisseur:

Le bassin de dessablage- dégraissage est du type longitudinal aéré avec insufflation d'air à la partie inférieure.

Pour qu'il y ait une sédimentation des particules, on doit vérifier:

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

Ve : Vtesse d'écoulement $Ve = 0.10$ à 0.50 m/s.

Vs : Vtesse de sédimentation $Vs = 40$ à 70 m/h

L : longueur du bassin.

H : profondeur du bassin $H = 1$ à 2.5 m.

Le déssableur - dégraisseur doit être dimensionné avec l'un des rapports suivant:
L/H= 10 à 15.

Base de dimensionnement du déssableur:

Le dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes:

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s}$$

➤ **La section horizontale:**

On utilise le rapport :

$$\frac{L}{H} = 10$$

Charge hydraulique, $V_s = 60$ m/h.

Vitesse horizontale, $V_e = 0.3$ m/s.

A l'horizon 2030

➤ **Section horizontale S_h :**

$$Q_{tp} = 1.112 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ $S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{1.112 * 3600}{60} = 66.76 \text{ m}^2$

$S_h = 66.76 \text{ m}^2$

a

longueur L: On prend :

La hauteur $H = 2 \text{ m}$; $\frac{L}{H} = 10$

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

$L = 20 \text{ m}$

➤ **La largeur B :**

$$B = \frac{S_h}{L} = \frac{66.76}{20} = 3.3 \text{ m}$$

$B = 3.5 \text{ m}$

➤ **Le volume :**

$$V = S_h \cdot H = 66.76 * 3.5 = 133.5 \text{ m}^3$$

$V = 133.5 \text{ m}^3$

➤ **Temps de séjours t_s dans le bassin :**

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{133.5}{1.112} = 120 \text{ s}$$

$T_s = 2 \text{ min}$

➤ **Vérification de l'inégalité**

$$\frac{L}{H} = 10 \leq \frac{V_e}{V_s} = \frac{0.3 \times 3600}{60} = 18$$

✓ 10 < 18 elle est vérifiée

➤ **Calcul les besoins en air :**

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)

$$Q_{air} = 1.112 \cdot 1,5 \cdot 3600 = 6008.03 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

$$q_{air} = 6008.03 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

V.3.2.2)-Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

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

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

Horizon 2030 :

La charge en MES à l'entrée de dessableur est MES= 5372,65 Kg/j

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

$$MVS = 5372.65 \cdot 0,7 = 3760.857 \text{ Kg/j}$$

$$MVS = 3760.857 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 5372.65 \cdot 0,3 = 1611.8 \text{ Kg/j}$$

$$MMS = 1611.8 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 1611.8 \cdot 0,70 = 1128.26 \text{ Kg/j}$$

$$MMS_e = 1128.26 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 1611.8 - 1128.26 = 483.54 \text{ Kg/j}$$

$$MMS_s = 483.54 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 3760.857 + 483.54$$

$$MES_s = 4244.4 \text{ Kg/j}$$

$$MES_s = 4244.4 \text{ Kg/j}$$

A l'horizon 2045

1-Pour l'ouvrage du dégraisseur-déssableur. La partie pour l'horizon 2045(phase d'extension) sera dimensionnée à partir de la différence des débits entre les deux horizons (2045et 2030). Tel que :

$$Q_p = Q_{p(2045)} - Q_{p(2030)} = 1.734 - 1.112 = 0,622m^3 / s$$

$$Q_p = 0.622m^3/s$$

2- la même chose pour les charges a l'entrer de dégraisseur-déssableur, tel que

$$CMES = CMES_{(2045)} - CMES_{(2030)} = 8556 - 5372.65 = 3183.82 \text{ Kg/j}$$

$$CMES = 3183.8 \text{ Kg/j}$$

Les caractéristique de dégraisseur-déssableur sont les mêmes pour les deux horizons du calcul (2030 et 2045).

Les dimensionnements sont résumées dans le tableau ce dessous pour les deux horizons (2030 et 2045).

Tableau V.4 : Dimensions du déssableur-déshuileur.

Déssableur-déshuileur	Unité	Horizon	
		2030	2045
Volume V	m ³	133.5	74.7
Surface S	m ²	66.76	37.34
Longueur L	m	20	20
Largeur B	m	3	2
Hauteur H	m	2	2
Tempe de séjours T _s	min	2	2
Débit d'air Q _{air}	m ³ /h	6008.03	3360.6
MES _{sortie}	Kg/j	4244.4	2515.22

V-4)-Les traitements primaires :

V-4-1):Introduction :

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

V-4-2)- Choix du décanteur primaire :

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

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

V-4-3)- Données de départ pour le calcul du décanteur primaire :

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution.

Le temps de séjours est compris entre **1 et 2 heures**.

La vitesse limitée est donnée par la relation :

$$K = Q_{pte}/Q_{mo} \dots\dots\dots(V.11)$$

Tableau V.5 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy} .

$K=Q_{pte}/Q_{moy}$	2.5	3	5	8	10
V_{limite} (m/h)	2	2.5	3.75	5	6

Où : Q_{pts} : débit de pointe par temps sec. (m^3/h)

Q_{moy} : débit moyen horaire. (m^3/h)

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pte} : 1335.12 \text{ m}^3/h. \\ Q_{moy} : 800.6 \text{ m}^3/h \end{array} \right. \implies K = \frac{4005.35}{800.6} = 1.65 \approx 2.5$$

D'après le tableau la valeur de V_{limite} est : **$V_{limite} = 2m/h$**

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

V-4-4)-Dimensionnement du décanteur :

V-4-4-1)-Base de dimensionnement du décanteur:

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

Le volume du décanteur primaire est donné par la relation :

$$V = Q_p \cdot T_s$$

Horizon 2030:

$$Q_p = 4005.35 \text{ m}^3/h = 1.112 \text{ m}^3/s$$

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

➤ **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = \frac{Q_{ptp}}{V_{lim}} = 2002.7 \text{ m}^3$$

$S_h = 2002.7 \text{ m}^2$

➤ **Volume du décanteur (Ts = 1h) :**

On prend la hauteur de décanteur : H=4m

$$V = Q_{tp} * 1 = 4005.35 \times 1 = 4005.35 \text{ m}^3$$

$V = 4005.35 \text{ m}^3$

* Remarque :

Il faut prévoir une hauteur de revanche afin d'éviter tout débordement au niveau de décanteur primaire.

On prend $h_r = 0.5 \text{ m}$.

➤ **Le diamètre du décanteur:**

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 \times 4005.35}{3.14 \times 4}} = 35.72 \text{ m.} \implies \text{On prend :}$$

$D = 36 \text{ m}$

En remarque que le diamètre est important donc on prend deux décanteur avec les caractéristiques suivent :

a)-**Volume**

$$V_{1.2} = \frac{V}{2} = \frac{4005.35}{2} = 2002.68 \text{ m}^3 \implies$$

$V_{1.2} = 2002.68$

b)- **Diamètre**

$$D_{1.2} = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 \times 2002.68}{3.14 \times 4}} = 25.25 \text{ m.} \implies \text{On prend :}$$

$D_{1.2} = 26 \text{ m}$

➤ **Détermination du temps des séjours :**

-Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} = 4005.35 / (800.6) = 5 \text{ h}$$

$T_s = 5 \text{ h}$

-pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_p = 4005.35 / (1335.12) = 3 \text{ h}$$

$T_s = 3 \text{ h}$

V-4-4-2)-Calcul de la quantité de boues éliminées :

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

35% de DBO_5

60% de MES

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

$$DBO_5 = 4995.7 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = 4244.4 \text{ Kg/j}$$

b)-Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$\begin{aligned}
 DBO_{5e} &= 0,35 \times DBO_5 = 0,35 \times 4995.7 = \mathbf{1498.72 \text{ Kg/j}} \\
 MES_e &= 0,6 \times MES' = 0,6 \times 4244.4 = \mathbf{2546.64 \text{ Kg/j}} \\
 MM_e &= 0,3 \times MES_e = 0,3 \times 2546.64 = \mathbf{763.99 \text{ Kg/j}} \\
 MVS_e &= 0,7 \times MES_e = 0,7 \times 2546.64 = \mathbf{1782.65 \text{ Kg/j}}
 \end{aligned}$$

$$DBO_{5e} = 1498.72 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 2546.64 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 763.99 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 1782.65 \text{ Kg/j}$$

c)-Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$\begin{aligned}
 MES_s &= MES' - MES_e = 4244.4 - 2546.64 = \mathbf{1697.76 \text{ Kg/j}} \\
 DBO_{5s} &= DBO_5 - DBO_{5e} = 4995.7 - 1498.72 = \mathbf{3497.02 \text{ Kg/j}} \\
 MM_s &= 0,3 \times MES_s = 0,3 \times 1697.76 = \mathbf{509.33 \text{ Kg/j}} \\
 MVS_s &= 0,7 \times MES_s = 0,7 \times 1697.76 = \mathbf{1188.432 \text{ Kg/j}}
 \end{aligned}$$

$$MES_s = 1697.76 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = 3497.02 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 509.33 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 1188.432 \text{ Kg/j}$$

Horizon 2045:

$$Q_p = Q_{p2045} - Q_{p2030} = 1.734 - 1.112 = 0.622 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow$$

$$Q_p = 0.622 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{moy} = Q_{moy2045} - Q_{moy2030} = 0.354 - 0.222 = 0.131 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow$$

$$Q_{moy} = 0.131 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour les charges à l'entrée de décanteur primaire, tel que :

$$MES = 2515.22 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 2515.22 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_5 = DBO_{5(2045)} - DBO_{5(2030)} = 7887.6 - 4995.7 = 2891.9 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_5 = 2891.9 \text{ Kg/j}$$

Les caractéristique de décanteur primaire sont les mêmes pour les deux horizons du calcul (2030 et 2045).

Les dimensionnements sont résumées dans le tableau ce dessous pour les deux horizons (2030 et 2045).

Tableau V-6: récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.

Décanteur primaire	Unité	Horizon	
		2030	2045
K		1.67	1.57
Vitesse limite V_{lim}	m/h	2	2
Le temps de séjours T_s	h	1	1
Surface horizontal S_h	m ²	2002.7	1120.2
Volume V	m ³	4005.35	2240.42
Hauteur H	m	4	3
Nombre des décanteurs		2	2
Diamètre D	m	26	22
T_s pour le débit moyen	h	5	4.7
T_s pour le débit a temps sec	h	3	3
MES _{sortie}	Kg/j	1679.76	1006.09
DBO ₅ sortie	Kg/j	3497.02	2024.33

V-5)-Les traitements secondaires :**V-5-1)- Traitement biologique:**

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

L'épuration biologique s'effectue conformément à l'ensemble classique suivant :

- L'aération.
- La clarification, où s'effectue la séparation "boues / eaux traitées".
- La recirculation des boues assurant le réensemencement en boues dans les bassins d'aération.

Choix de la variante :

Pour le dimensionnement de la station de la localité, de Misserghine et Boutlelis on a proposé deux variantes, le premier est à moyenne charge et la deuxième est à faible charge.

V-5-2)- Etude de la variante à moyenne charge :➤ **La charge massique (Cm) :**

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

$$C_m = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{masse du MVS dans le bassin (Kg)}} = \frac{L_0}{Xa.V} = \frac{L_0}{Xt} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / Kg.MVS.j)}$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / Kg.MVS.}$$

➤ **La charge volumique (Cv) :**

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

$$C_v = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{volume du bassin (m}^3\text{)}} = \frac{L_0}{V} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ j)}$$

Pour le traitement à moyenne charge :

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ .}$$

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

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

V.5.2.1)- Bassin d'aération:

Le dimensionnement du bassin d'aération se fait sur la base des critères de base de charge massique C_m , et de charge volumique C_v) et d'autres paramètres intervenant dans le dimensionnement des ouvrages sont le temps de séjour de l'effluent dans le bassin et l'âge des boues qui doit être suffisamment grand pour assurer la stabilisation des boues.

V.5.2.1.1)- Dimensionnement du bassin d'aération :

Horizon 2030:

- ✓ Débit moyen journalier $Q_{moy j} = 19214.46 \text{ m}^3/j$
- ✓ Débit moyen horaire $Q_{moy h} = 800.6 \text{ m}^3/h$
- ✓ Débit de pointe par temps sec $Q_{pts} = 1335.12 \text{ m}^3/h$
- ✓ Débit de point par temps de Pluit $Q_{ptp} = 4005.35 \text{ m}^3/h$
- ✓ Débit diurne $Q_d = 1200.9 \text{ m}^3/h$
- ✓ Charge polluante à l'entrée du bassin $Lo = 3497.02 \text{ Kg/j}$
- ✓ $C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ Kg MVS.j}$
- ✓ La concentration des MVS dans le bassin (X_a)

$$\frac{C_m}{C_v} = X_a = 3 \text{ g/l} \dots\dots\dots (V.12)$$

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

donc $C_v = X_a.C_m = 3*0,4 \dots\dots\dots (V.13)$

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

➤ **Calcul de la concentration de l'effluent en DBO5(S_0) :**

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_j} = \frac{3497.02}{19214.46} \times 10^3 = 182 \text{ mg/l}$$

$S_0=182 \text{ mg/l}$

➤ **Calcul de la charge polluante à la sortie du bassin L_f :**

On prend $S_f = 30 \text{ mg/l}$ d'après L'O.M.S

$$L_f = S_f * Q_j = \frac{30 * 19214}{10^3} = 576.43 \text{ kg/j}$$

$L_f=576.43 \text{ kg/j}$

➤ **Calcul de la charge à éliminer L_e :**

$$L_e = L_0 - L_f = 3497.02 - 576.43 = 2920.6 \text{ kg/j}$$

$L_e=2920.6 \text{ kg/j}$

➤ **Le rendement d'épuration R :**

$$R = \frac{L_0 - L_f}{L_0} = \frac{3497.02 - 576.43}{3497.02} = 84\%$$

R= 84 %

➤ **Calcul du volume du bassin d'aération V :**

On a : $Cv = \frac{L_0}{V} = 1.2$
 $V = 34970.02/1.2 = 2914.2 \text{ m}^3$

V=2914.2 m³

Pour dimensionner le bassin d'aération on doit considérer les relations de TABASSARAN

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 < \frac{b}{H} < 2.5 \\ 1 < \frac{L}{b} < 5 \\ 3 < H < 5m \end{array} \right. \quad \text{d'où ;} \quad \left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur du bassin} \\ H : \text{hauteur du bassin.} \\ B : \text{largeur du bassin} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la section horizontale S_h:**

La hauteur elle est généralement comprise entre 3et5m ;

On prend deux aérateur de profondeur de H=4 m Avec une revanche du bassin qui doit être h=0.5 à 0.8 m.

$$S_h = \frac{V}{2H} = \frac{2914.2}{2 * 4} = 364.3m^2$$

S_h=364.3 m²

➤ **Calcul de la largeur du bassin b :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b/H=2.5 \\ H=4m \end{array} \right. \Rightarrow b=4 \times 2.5 = 10 \text{ m}$$

b=10 m

➤ **Calcul de la longueur du bassin L :**

On à : $L = S_h/b = 364.3/ 10 = 36.4 \text{ m}$ on prend : \Rightarrow

L=37 m

➤ **La masse des boues dans les bassins:**

Soit : $Cm = 0.4 \text{ kgDBO}_5/\text{kg MVS}/j$

$$X_t = \frac{L_0}{Cm} = \frac{3497.02}{0.4} = 8742.55kg$$

X_t=8742.55kg

➤ **La concentration des boues dans le bassin d'aération :**

$$X_a = \frac{X_t}{V} = \frac{8742.55}{2914.02} = 3g/l$$

X_a=3 kg/m³

➤ **Calcul du temps de séjours t_s :**

➤ Pour le débit moyen horaire:

$$t_s = \frac{V}{Q_{moy}} = \frac{2914.02}{800.6} = 3.6h$$

$T_s=3.6 h$

➤ Pour le débit de pointe :

$$t_s = \frac{V}{Q_{pte}} = \frac{2914.02}{1335.12} = 2.2h$$

$T_c=2.2 h$

V.5.2.1.2)- Calcul des besoins en oxygène:

La consommation d'oxygène résulte donc deux phénomènes :

1. L'oxydation des matières organiques apportées par l'eau est proportionnelle à la DBO₅ éliminée.
2. La dégradation de la matière vivante est proportionnelle au poids de matière vivante dans l'aérateur.

Les besoins théoriques en oxygène sont déterminés par la relation suivante :

$$Q(O_2) = a' \cdot X L_e + b' \cdot X X_t \dots\dots\dots(V.14)$$

Ou :

L_e : la charge (DBO₅) éliminée (kg/j).

X_t : la masse totale des boues dans le bassin (kg) ou : $X_t = X_a \cdot V$.

V : le volume du bassin d'aération,

a', b' : coefficients respiratoires ou :

a' : coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommé pour fournir l'énergie du système de la matière Vivante $0.5 < a' < 0.65$.

a' est en fonction de la charge massique pour notre cas : $a' = 0.5$

b' : fraction d'oxygène correspondant à la quantité de matière détruite par endogène pour

fournir l'énergie d'entretien. $b' = 0.1$

Tableau V-7: Charge massique en fonction de a' et b' :

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

$C_m = 0.4$ (kg DBO5 /kg MVSm3.j) donc: $a' = 0.53$ et $b' = 0.09$

$Q(o_2) = 0.53 * 2920.6 + 0.09 * 8742.55 = 2334.74 \text{ kg/j}$

$Q(o_2) = 2334.74 \text{ kg/j}$

➤ **Quantité d'oxygène horaire $Q(o_2)_h$:**

$Q(o_2)_h = \frac{Q(o_2)}{24} = \frac{2334.74}{24} = 97.28 \text{ kgO}_2 / h$

$Q(o_2)_h = 97.28 \text{ kgO}_2/h$

➤ **Quantité d'oxygène par 1m³ du bassin $Q(o_2)'$:**

$Q(o_2)' = \frac{Q(o_2)}{V} = \frac{2334.74}{2914.2} = 0.80 \text{ kgO}_2 / m^3 j$

$Q(o_2)' = 0.80 \text{ kgO}_2/m^3 j$

➤ **Quantité d'oxygène en cas de pointe $Q(o_2)_{pte}$:**

$Q(o_2)_{pte} = (a' \times \frac{L_e}{t_d}) + (b' \times \frac{X_t}{24})$ avec ; $t_d = 16$

$Q(o_2)_{pte} = (0.53 \times \frac{2920.6}{16}) + (0.09 \times \frac{8742.55}{24}) = 129.53 \text{ kg/h}$

$Q(o_2)_{pte} = 129.53 \text{ kg/h}$

➤ **Le besoin réel de pointe en oxygène:**

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs.

$Q(o_2)_{reel pte} = \frac{Q(o_2)_{pte}}{\beta \times \alpha}$ on a $\alpha = 0.8$ et $\beta = 0.85$

$Q(o_2)_{reel pte} = \frac{129.53}{0.85 \times 0.8} = 190.48 \text{ kgO}_2/h$

$Q(o_2)_{reel pte} = 190.48 \text{ kgO}_2/h$

V.5.2.1.3)- Les différents systèmes d'aération :

La différence entre les systèmes d'aération résulte essentiellement du mode d'introduction d'air :

1. Aération par insufflation d'air (air comprimé), ou l'insufflation d'air dans l'eau se fait à différentes profondeurs de bassin ; l'insufflation est réalisée au moyen de compresseurs.
2. Aération de surface : en utilisant des aérateurs créant une zone de turbulence, à la surface de l'eau, l'air est injecté au niveau de la zone de turbulence.

Le choix du système d'aération est porté sur l'aération de surface.

V-5-2-1-3-1)-Calcul de l'aérateur de surface à installer :

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

On doit tenir compte de :

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

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_o = 1,98.10^{-3} P_a + 1 \text{ (kg/kwh).}$$

P_a : Puissance par m^2 du bassin

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

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

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

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à 25°C

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

C_s : concentration de saturation en oxygène à la surface à la condition standard à 20°C et 760 mm de mercure.

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

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

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

$$\beta = \frac{C_s \text{ (eau usée)}}{C_s \text{ (eau épurée)}} \dots\dots\dots(V.15)$$

β est de l'ordre de 0,9.

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

$$a' = 0,85 \text{ à } 0,95.$$

$$N = N_o \cdot \left(\frac{(0,9 \cdot 8,7 - 1,5) 0,85 \cdot 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,78 \text{ (kgO}_2 / \text{kwh)}$$

➤ Calcul de la puissance d'aérateur nécessaire :

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{pte}}{N} = \frac{129.53}{0.78} = 166.06KW$$

P_n=166.06 kw

➤ Puissance de brassage :

$$P_{abs} = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$$

P_{abs} : puissance absorbée par m² du bassin (w/m²) P_{abs} = 75 w/m²

$$P_b = S_h * P_{abs} = 728.55 * 75 * 10^{-3} = 54.64 \text{ KW.}$$

P_b=54.64 kw

➤ Calcul du nombre d'aération dans le bassin :

$$N_a = \frac{P_n}{P_b} = \frac{166.06}{54.64} = 3.04 \text{ on prend :}$$

Na=4 aérateurs

V.5.2.1.4)- Bilan des boues :

La quantité des boues en excès : est la masse à extraire pour maintenir le système en équilibre par jour:

$$\Delta X = (a_m \times L_e) + X_{min} + X_{dur} - (b \times X_t) - X_{eff} \dots\dots\dots \text{(V.16)}$$

Avec :

X_{min} : boues minérales.

X_{dur} : boues difficilement biodégradables, évaluées à (fxMVS), pour le système à moyenne charge 0.3 < f < 0.35.

a_m : coefficient du rendement cellulaire, pour les boues synthétiques ;

$$0.55 < a_m < 0.65$$

b : fraction de boues détruites par auto oxydation.

$$b = b'/1.42 = 0.09 / 1.42 = 0.063$$

X_t : masse totale en MVS dans le bassin.

X_{eff} : boues sortantes avec l'effluent de DBO₅ = 30 mg/1.

A la sortie du décanteur primaire, la charge journalière en M.E.S

est: MES_S = 1697.76 kg/j.

$$X_{min} = 509.33 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \times 1188.43 = 356.5 \text{ kg/j}$$

$$a_m \times L_e = 0.6 \times 2920.6 = 1752.4 \text{ kg/j.}$$

$$b \times X_t = 0.063 \times 8742.5 = 554.1 \text{ kg/j.}$$

$$X_{eff} = 30 \times 10^{-3} \times Q_j = 30 \times 10^{-3} \times 19214.46 = 576.4 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 1752.4 + 509.33 + 356.5 - 554.1 - 576.4 = 1487.67 \text{ kg / j}$$

$$\Delta X = 1487.67$$

➤ **Calcul de la concentration des boues en excès:**

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

Avec : X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman

I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :

$$(100 \div 150)$$

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 : $I_m = 130$

$$D'où : X_m = \frac{1200}{130} = 9.23 \text{ Kg/m}^3$$

$$X_m = 9.23 \text{ kg/m}^3$$

➤ **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :

$$Q_{excés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1487.67}{9.23} = 161.2 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{excés} = 161.2 \text{ kg/m}^3$$

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

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots(V.17)$$

V : Volume de bassin

$$Donc : q_{sp} = \frac{1487.67}{2914.2}$$

$$q_{sd} = 161.2 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

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

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots(V.18)$$

R : taux de recyclage(%)

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

Donc :

$$R = \frac{100 \cdot 3}{\frac{1200}{130} - 3} = 48\%$$

R=48 %

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

Donc : $Q_r = 0,48 \cdot 19214,46 = 9251,41$

Q_r=9251.41m³/j

➤ **Age des boues :**

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

Donc : $A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{2437,5}{742} = 5,9 \text{ jours.}$

A_b=5.9 jours

A_b =5 jours et 21 heures 36 min.

✓ **Remarque :**

Cette valeur obtenue est conforme à la moyenne charge dont l'âge des boues est compris entre 4 et 10 jours.

Horizon 2045:

$Q_p = Q_{p2045} - Q_{p2030} = 1,734 - 1,112 = 0,622 \text{ m}^3 / \text{s}$ ⇒

Q_n= 0.395 m³/s

$Q_{moy} = Q_{moy2045} - Q_{moy2030} = 0,354 - 0,222 = 0,131 \text{ m}^3 / \text{s}$ ⇒

Q_{mov}= 0.131m³/s

Pour les charges à l'entrée dans l'aérateur, tel que :

$$MES = 1006.09 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_5 = 2024.33 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 1006.09 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_5 = 2024.33 \text{ Kg/j}$$

Les caractéristiques de l'aérateur sont les mêmes pour les deux horizons du calcul (2030 et 2045).

Les dimensionnements sont résumés dans le tableau ci-dessous pour les deux horizons (2030 et 2045).

Tableau V-8: récapitulatif des résultats des calculs de l'aérateur :

Aérateur	Unité	Horizon	
		2030	2045
Charge polluante à l'entrée du bassin L_0	Kg/j		2024.33
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_0	mg/l	182	177.8
La charge polluante à la sortie L_f	Kg DBO_5 /j	576.43	341.59
La charge polluante éliminée L_e	Kg DBO_5 /j	2920.6	1682.7
Le rendement de l'épuration R	%	84	83
nombre de bassins	-	2	1
Volume total du bassin V_t	m ³	2914.2	1686.9
Hauteur du bassin H	m	4	5
Surface horizontale du bassin S_h	m ²	364.3	337.4
Largeur du bassin b	m	10	10
Longueur du bassin L	m	37	34
La masse de boues dans le bassin X_t	Kg	8742.55	5060.83
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m ³	3	3
Temps de séjours t_s -pour le débit moyen horaire	h	3.6	3.6
Temps de séjours t_s -pour le débit de pointe par temps sec	h	2.2	2.3
Quantité d'oxygène journalière $Q(O_2)$	Kg O_2 /j	2334.74	1347.33
La quantité d'oxygène horaire $Q(O_2)/24$	Kg O_2 /h	97.28	56.14
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin $Q(O_2)$	Kg O_2 /m ³ .j	0.8	0.8
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $Q(O_2)_{pte}$	Kg O_2 /h	129.53	74.72
Le besoin réel de pointe en oxygène	Kg O_2 /h	190.48	109.88
la puissance nécessaire à l'aération P_n	Kw	166.06	95.79
la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin P_b	Kw	54.64	25.3
Le nombre d'aérateurs dans le bassin	-	4	4
la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	1487.67	860.4
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9.23	9.23
Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	m ³ /j	161.2	93.2
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0.51	0.51
Le taux de boues recyclées R	%	48	48

Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	9251.41	5482.31
Age des boues A_b	j	5.9	5.9

V-5-2-2)-Décanteur secondaire (clarificateur) :

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

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

V-5-2-2-1)-Dimensionnement du clarificateur :

Le principe de calcul du décanteur secondaire (clarificateur) est le même que celui du décanteur primaire.

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

Horizon 2030:

Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heures . On prend $t_s = 1,5h$.

La vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a = (1,5 \text{ à } 2)m/h$

Le débit de pointe : $Q_p=4005.35m^3/h$

➤ **Le volume du décanteur :**

$$V = Q_p \times t_s = 4005.35 \times 1,5 = 6008.03m^3$$

$V=6008.03m^3$

➤ **La surface horizontale du décanteur:**

-Hauteur du décanteur tel que : $H= (3 \div 5)$ m.

On prend deux décanteur de profondeur de: $H=5m$

Donc :

$$S_h = \frac{V}{N \times H} = \frac{6008.03}{2 \times 5} = 600.8 m^2$$

$S_h =600.8 m^2$

Tel que : -V : Volume de décanteur (m^3).

-N : Nombre des décanteurs

-H : profondeur (m)

➤ **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 6008.03}{3.14 \times 5}} = 39.1 m \quad \text{On prend :}$$

$D=40m$

En remarque que le diamètre est important donc on prend deux décanteur avec les caractéristique suivent :

a)-Volume

$$V_{1.2} = \frac{V}{2} = \frac{6008.03}{2} = 3004.02 \text{ m}^3 \implies$$

$$V_{1.2}=3004.02$$

b)- Diamètre

$$D_{1.2} = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 \times 3004.02}{3.14 \times 5}} = 27.7\text{m.} \implies$$

On prend :

$$D_{1.2} = 28 \text{ m}$$

➤ Le temps de séjour :

Pour le débit moyen horaire.

$$T_s = \frac{V}{Q_h} = \frac{6008.03}{800.6} = 7.5h$$

$$T_s=7.5 \text{ h}$$

Horizon 2045:

$$Q_p = Q_{p2045} - Q_{p2030} = 1.734 - 1.112 = 0.622 \text{ m}^3 / \text{s} \implies$$

$$Q_b = 0.395 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_{moy} = Q_{moy2045} - Q_{moy2030} = 0.354 - 0.222 = 0.131 \text{ m}^3 / \text{s} \implies$$

$$Q_{mov} = 0.131 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Les dimensionnements de décanteur secondaire sont résumés dans le tableau ce dessous pour les deux horizons (2030 et 2045).

Tableau V-9: récapitulatif des résultats des calculs de décanteur secondaire :

Décanteur secondaire	Unité	Horizon	
		2030	2045
Volume du bassin V	m ³	6008.03	3360.64
Hauteur du décanteur H	m	5	5
Nombre des décanteurs	-	2	2
Surface horizontale du décanteur Sh	M ²	600.8	336.06
Le diamètre du décanteur D	m	28	21
Le temps de séjours Ts	h	7.5	7.08

V-5-3)- Etude de la variante à faible charge :

Etant donné 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 dessaleur déshuileur
- le bassin d'aération
- 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 :**

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

On prendra : $C_m = 0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

➤ **Charge volumique :**

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

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

Horizon 2030:

On a:

- ✓ Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 19214.46 \text{ m}^3/\text{j}$
- ✓ Charge polluante à l'entrée du bassin $Lo = 4995.74 \text{ Kg/j}$

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

$$S_0 = Lo/Q_{\text{moy j}} = 4995.74/19214.46 = 260\text{mg/l}$$

$S_0=260 \text{ mg/l}$

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

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \times 19214.46 = 576.43 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$L_f=576.43 \text{ Kg/j}$

➤ **La charge polluante éliminée**

$$L_e = Lo - L_f = 4995.74 - 576.43 = 4419.3 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$L_e=4419.3 \text{ Kg/j}$

➤ **Le rendement de l'épuration**

$$\eta_{ep} = (Lo - L_f)/Lo = (4419.3/4995.74) \times 100 = 88\%$$

$\eta_{ep} = 88 \%$

V-5-3-1)- Dimensionnement du bassin d'aération :

➤ **Le volume des bassins correspondants est de :**

$$V = Lo/C_v = 4995.74/0.6 = 8326.2 \text{ m}^3.$$

$V = 8326.2\text{m}^3$

➤ **La hauteur du bassin :**

Elle est généralement comprise entre 3et 5m ; donc on prend **H=5 m**
Avec une revanche du bassin qui doit être $h \geq 80\text{cm}$.

➤ **Surface horizontale du bassin :**

$S_h=832.6\text{m}^2$

$$S_h = \frac{V}{H \times N} = \frac{8326.2}{5 \times 2} = 832.6 \text{ m}^2$$

Pour une profondeur de **5m**, la surface des bassins est de **1665.25 m²**
 On adoptera **Deux** bassins d'aération de surface unitaire de **832.6 m²**

➤ **Calcul de la largeur du bassin b :**

On à : $\begin{cases} b/H=2.5 \\ H=5m \end{cases} \implies b=5 \times 2.5 = 13 \text{ m}$

b=13 m

➤ **Calcul de la longueur du bassin L :**

On à : $L = S_h/b = 832.6/13 = 66.6 \text{ m}$ on prend : \implies

L=67 m

➤ **La masse des boues dans les bassins:**

Soit : $C_m = 0.2 \text{ kgDBO}_5/\text{kg MVS/j}$

$$X_t = \frac{L_0}{C_m} = \frac{4995.74}{0.2} = 24978.7 \text{ kg}$$

X_t=24978.7kg

➤ **La concentration des boues dans le bassin d'aération :**

$$X_a = \frac{X_t}{V} = \frac{24978.7}{8326.2} = 3 \text{ g/l}$$

X_a=3 kg/m³

➤ **Calcul du temps de séjours t_s:**

Pour le débit moyen horaire:

$$t_s = \frac{V}{Q_{moy}} = \frac{24978.7}{800.6} = 10.4 \text{ h}$$

T_s=10.4 h

➤ Pour le débit de pointe en temps sec :

$$t_s = \frac{V}{Q_{pte}} = \frac{8326.2}{1335.12} = 6.2 \text{ h}$$

T_c=6.2 h

➤ Pour le débit de pointe en temps pluie :

$$t_s = \frac{V}{Q_{pte}} = \frac{8326.2}{2401.81} = 3.5 \text{ h}$$

T_c=3.5 h

V-5-3-1-1)- Calcul des besoins en oxygène:

Les besoins théoriques en oxygène sont déterminés par la relation suivante :

$$Q(O_2) = a' \times L_e + b' \times X_t$$

Tableau V-10 : Charge massique en fonction de a'et b' :

Charge massique	0,09	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
a'	0,66	0,65	0,63	0,59	0,56	0,53	0,5
b'	0,06	0,07	0,075	0,08	0,085	0,09	0,1à1,2

$C_m = 0.4$ (kg DBO5 /kg MVSm³.j) donc: $a' = 0.59$ et $b' = 0.08$

$$Q(o_2) = 0.59 * 4419.3 + 0.08 * 24978.7 = 4605.69 \text{ kg/j}$$

$$Q(o_2) = 4605.69 \text{ kg/j}$$

➤ Quantité d'oxygène horaire $Q(o_2)_h$:

$$Q(o_2)_h = \frac{Q(o_2)}{24} = \frac{4605.69}{24} = 191.9 \text{ kgO}_2 / h$$

$$Q(o_2)_h = 191.9 \text{ kgO}_2 / h$$

➤ Quantité d'oxygène par 1m³ du bassin $Q(o_2)'$:

$$Q(o_2)' = \frac{Q(o_2)}{V} = \frac{4605.69}{8326} = 0.55 \text{ kgO}_2 / m^3 j$$

$$Q(o_2)' = 0.55 \text{ kgO}_2 / m^3 j$$

➤ Quantité d'oxygène en cas de pointe $Q(o_2)_{pte}$:

$$Q(o_2)_{pte} = \left(a' \times \frac{L_e}{t_d} \right) + \left(b' \times \frac{X_t}{24} \right) \text{ avec ; } t_d = 16$$

$$Q(o_2)_{pte} = \left(0.59 \times \frac{4419.3}{16} \right) + \left(0.08 \times \frac{24978.7}{24} \right) = 246.22 \text{ kg/h}$$

$$Q(o_2)_{pte} = 246.22 \text{ kg/h}$$

➤ Le besoin réel de pointe en oxygène:

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs.

$$Q(o_2)_{reel pte} = \frac{Q(o_2)_{pte}}{\beta \times \alpha} \text{ on a } \alpha = 0.8, \beta = 0.85$$

$$Q(o_2)_{reel pte} = \frac{246.22}{0.85 \times 0.8} = 362.069 \text{ kgO}_2 / h$$

$$Q(O_2)_{reel pte} = 362.09 \text{ kgO}_2 / h$$

V-5-3-1-2)- Détermination les caractéristiques de l'aération:

➤ **Calcul de la puissance d'aération nécessaire :**

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{pte}}{N} = \frac{246.22}{0.78} = 315.67 \text{ KW}$$

$$P_n = 315.67 \text{ kw}$$

➤ **Puissance de brassage :**

$$P_{abs} = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$$

P_{abs} : puissance absorbée par m^2 du bassin (w/m^2) $P_{abs} = 75 \text{ w/m}^2$

$$P_b = S_h * P_{abs} = 1665.25 * 75 * 10^{-3} = 124.89 \text{ KW.}$$

$$P_b = 124.89 \text{ kw}$$

➤ **Calcul du nombre d'aération dans le bassin :**

$$N_a = P_n / P_b = 315.67 / 124.89 = 2.53$$

On a deux bassin d'aération donc on prend :

$$N_a = 4 \text{ aérateurs}$$

V-5-3-1-3)- Bilan des boues : [12];

La quantité des boues en excès : est la masse à extraire pour maintenir le système en équilibre par jour:

$$\Delta X = (a_m \times L_e) + X_{min} + X_{dur} - (b \times X_t) - X_{eff}$$

Avec :

$$- a_m = 0.6$$

$$- b = b' / 1.42 = 0.08 / 1.42 = 0.056$$

A la sortie du décanteur primaire, la charge journalière en M.E.S

est: $MES_s = 4244.4 \text{ kg/j.}$

$$X_{min} = 1273.32 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \times 2971.08 = 891.3 \text{ kg/j}$$

$$a_m \times L_e = 0.6 \times 4419.3 = 2651.6 \text{ kg/j.}$$

$$b \times X_t = 0.056 \times 24978.7 = 1407.3 \text{ kg/j.}$$

$$X_{eff} = 30 \times 10^{-3} \times Q_j = 30 \times 10^{-3} \times 19214.46 = 576.4 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 1273.32 + 891.3 + 2651.6 - 1407.3 - 576.4 = 2832.54 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 2832.54 \text{ kg/j}$$

➤ Calcul de la concentration des boues en excès:

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

On prend : $I_m = 130$

D'où : $X_m = \frac{1200}{130} = 9.23 \text{ Kg/m}^3$

$X_m = 9.23 \text{ kg/m}^3$

➤ Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par :

$$Q_{excés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{2832.54}{9.23} = 306.9 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$Q_{excés} = 306.9 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ Le débit spécifique par m^3 de bassin :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots(V.20)$$

V : Volume de bassin

Donc : $q_{sp} = \frac{2832.54}{8326.2} = 0.34 \text{ Kg} / \text{m}^3 . \text{j}$

$q_{sd} = 0.34 \text{ kg/m}^3 . \text{j}$

➤ Le débit des boues recyclées :

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

Donc : $R = \frac{100 \cdot 3}{\frac{1200}{130} - 3} = 48.15\%$

$R = 48.15\%$

➤ Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

Donc : $Q_r = 0.48 \cdot 19214.46 = 9251.41 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_r = 9251.41 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ Age des boues :

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{24978.70}{2832.54} = 8.8 \text{ jours.}$$

$$A_b = 8.8 \text{ jours}$$

Horizon 2045:

$$Q_p = Q_{p2045} - Q_{p2030} = 1.062 - 0.667 = 0.395 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$Q_p = 0.395 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{moy} = Q_{moy2045} - Q_{moy2030} = 0.354 - 0.222 = 0.131 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$Q_{moy} = 0.131 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour les charges à l'entrée dans l'aérateur, tel que :

$$MES = 2515.22 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_5 = 2891.86 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 2515.22 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_5 = 2891.86 \text{ Kg/j}$$

Les caractéristique de l'aérateur sont les mêmes pour les deux horizons du calcul (2030 et 2045).

Les dimensionnements sont résumées dans le tableau ce dessous pour les deux horizons (2030 et 2045).

Tableau V-11: récapitulatif des résultats des calculs de l'aérateur :

Aérateur	Unité	Horizon	
		2030	2045
Charge polluante à l'entrée du bassin Lo	Kg/j	4995.74	2891.86
Concentration de l'effluent en DBO5 So	mg/l	260	254
La charge polluante à la sortie Lf	KgDBO ₅ /j	576.43	341.59
La charge polluante éliminée Le	KgDBO ₅ /j	4419.3	2550.3
Le rendement de l'épuration R	%	88	88
nombre de bassins	-	2	2
Volume total du bassin V _t	m ³	8326.2	4819.8
Hauteur du bassin H	m	5	5
Surface horizontale du bassin Sh	m ²	832.6	482
Largeur du bassin b	m	13	13
Longueur du bassin L	m	67	39
La masse de boues dans le bassin Xt	Kg	24978.7	14459.3
Concentration de boues dans le bassin[Xa]	Kg/m ³	3	3
Temps de séjours ts -pour le débit moyen horaire	h	10.4	10.2
Temps de séjours ts -pour le débit de pointe par temps sec	h	6.2	6.5

Quantité d'oxygène journalière $Q(O_2)$	KgO_2/j	4605.69	2661.4
La quantité d'oxygène horaire $Q(O_2)/24$	KgO_2/h	191.9	110.89
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin $Q(O_2)$	$KgO_2/m^3.j$	0.55	0.55
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $Q(O_2)_{pte}$	KgO_2/h	246.22	142.24
Le besoin réel de pointe en oxygène	KgO_2/h	362.09	209.17
la puissance nécessaire à l'aération P_n	Kw	315.67	182.36
la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin P_b	Kw	124.89	72.3
Le nombre d'aérateurs dans le bassin	-	4	4
la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	2832.54	1656.61
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m^3	9.23	9.23
Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	m^3/j	306.9	179.5
Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	$Kg/m^3.j$	0.34	0.34
Le taux de boues recyclées R	%	48	48
Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	9251.41	5482.31
Age des boues A_b	j	8.8	8.7

V-5-3-2)- Décanteur secondaire (clarificateur) :

✓ **Remarque :**

Le dimensionnement de décanteur secondaire (clarificateur) est identique à celui de la première variante (moyenne charge).

V-6)-La désinfection :

V-6-1)- Introduction :

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

En Algérie 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.

V-6-2)- 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.

Horizon 2030 :

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

V-6-2-1)- La dose journalière :

$$D_j = Q_{moyj} (Cl_2) = 19214.46 \cdot 0,01 = 192.1 \text{ Kg/j}$$

$D_i = 192.1 \text{ Kg/j}$
--

V-6-2-2)- Calcul de la quantité du 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
 $X = 3,17 \cdot 20 / 1 = 63,4 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$

V-6-2-3)- La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 63,4 \text{ Kg de Cl}_2$$

$$Q_j \rightarrow 192.1$$

$$Q_j = 192.1 / 63,4 = 3.03 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j$$

$$Q_j = 3.03 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j$$

V-6-2-4)- La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 1106.2 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/an$$

$$Q_a = 1106.2 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/an$$

V-6-3)- Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{pte} = 2401.81 \text{ m}^3/h$$

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

➤ **Le volume du bassin :** $V = Q_{pte} \cdot T_s = 2401.81 \cdot 30/60 = 1200.9 \text{ m}^3$

$$V = 1200.9 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur du bassin :** On fixe : $H = 3 \text{ m}$

➤ **La surface horizontale :** $S_h = V/H = 400.3 \text{ m}^2$.

$$S_h = 400.3 \text{ m}^2$$

➤ **La largeur et la longueur :**

On prend : $L = 2 \cdot B$ donc $B = \sqrt{(S_h / 2)} = 14.15 \text{ m}$.On prend :

$$B = 15 \text{ m}$$

Alors : $L = 2 \cdot 14.15 = 28.3 \Rightarrow$

$$L = 29 \text{ m}$$

Horizon 2045:

$$Q_p = Q_{p2045} - Q_{p2030} = 1.062 - 0,667 = 0,395 \text{ m}^3 / s \quad \Rightarrow$$

$$Q_p = 0.395 \text{ m}^3/s$$

$$Q_{moy} = Q_{moy2045} - Q_{moy2030} = 0.354 - 0.222 = 0.131 \text{ m}^3/s \quad \Rightarrow$$

$$Q_{moy} = 0.131 \text{ m}^3/s$$

Les dimensionnements de bassin de désinfection sont résumés dans le tableau ce dessous pour les deux horizons (2030 et 2045).

Tableau V-12: récapitulatif des résultats des calculs du bassin de désinfection :

bassin de désinfection	Unité	Horizon	
		2030	2045
La dose journalière	Kg/j	192.1	113.9
La quantité d'hypochlorite nécessaire	m ³ /j	3.03	1.8
La quantité annuelle d'hypochlorite	m ³ /an	1106.2	655.52
Nombre	-	1	1
Volume	m ³	1200.9	711.6
Surface	m ²	400.3	237.2
Hauteur	m	3	3
Longueur	m	29	22
largeur	m	15	11

V-7)-Traitement des boues :

V-7-1):Introduction :

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

➤ **Epaississement :**

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

➤ **stabilisation :**

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

Pour bloquer les fermentations bactériennes, le PH requis est de l'ordre de 10 à 11. 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 conséquence une évaporation de l'eau. Un dosage de 15 à 25% par rapport au MS est préconisé.

➤ **Déshydratation :**

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

V-7-2)-Variante à moyenne charge :

Horizon 2030 :

V-7-2-1)-Dimensionnement de l'épaississeur

L'épaississeur sera dimensionner on fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire.

➤ **Boues issues dans le décanteur primaire ΔX_p :**

$$\Delta X_p = \text{DBO}_{5\text{éliminé}} + \text{MES}_{\text{éliminé}}$$

$$\Delta X_p = 1498.72 + 2546.64 = 4045.4 \text{ Kg/j}$$

➤ **Boues issues du décanteur secondaire B_{II} :**

$$\Delta X_s = 1487.67 \text{ Kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$\Delta X_{\text{totale}} = \Delta X_t = 4045.4 + 1487.67 = 5533.03 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X_{\text{totale}} = 5533.03 \text{ Kg/j}$$

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

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

Pour les boues secondaires $S_2 = 9.23 \text{ g/l}$

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

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = \Delta X_p / S_1 = 4045.4 / 25 = 161.81 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_1 = 161.81 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = \Delta X_s / S_2 = 1487.67 / 9.23 = 161.18 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 161.18 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = 322.99 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_t = 322.99 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La concentration du mélange :**

$$S = \Delta X_t / Q_t = 5533.03 / 322.99 = 17.13 \text{ Kg/m}^3$$

$$S = 17.13 \text{ Kg/m}^3$$

➤ **Le volume de l'épaisseur :**

T_s : temps de séjours (1 à 5 j). on prend $T_s = 2j$

$$V = Q_t \cdot T_s = 322.99 \cdot 2 = 645.98 \text{ m}^3 \Rightarrow$$

$$V = 645.98 \text{ m}^3$$

➤ **La surface horizontale :**

Pour une profondeur de $H = 3\text{m}$ on calcule :

$$S_h = V / H = 645.98 / 3 = 215.33 \text{ m}^2$$

$$S = 215.33 \text{ m}^2$$

➤ **Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 215.33}{\pi}} = 16.6 \text{ m} \quad \text{on prend :}$$

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

V-7-2-2)-Dimensionnement du digesteur :

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

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

$$Q_d = \Delta X_t / 80 = 5533.03 / 80 = 69.16 \text{ m}^3/j$$

$$Q_d = 69.16 \text{ m}^3/j$$

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

$$T_s = 175 \cdot 10^{(-0,03 \cdot t)} \quad / t = 35^\circ\text{C}$$

$$T_s = 15,6 \text{ jours}$$

$$T_s = 15,6 \text{ jours}$$

➤ **Le volume du digesteur :**

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 69.16 \cdot 15,6 = 1079 \text{ m}^3$$

$$V_d = 1079 \text{ m}^3$$

➤ **Le diamètre du digesteur :**

On prend $H = 4 \text{ m}$.

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{1079 \cdot 4}{\pi \cdot 4}} = 18.5\text{m} \text{ on prend :}$$

$$D_d = 19\text{m}$$

➤ La surface horizontale :

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (19)^2}{4} = 269,7 \text{ m}^2$$

$$S_h = 269,7 \text{ m}^2$$

➤ La quantité de matières sèches des boues fraîches :

$$F_g = Q_d \cdot F_s \cdot K_s \dots\dots\dots (V.21)$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne / m}^3$$

F_s : la teneur en matières solides

$F_s = 3 \text{ à } 4\%$ on prend $3,5\%$

Donc : $F_g = 69,16 \times 1 \times 0,035 = 2,42 \text{ tonne / j}$

$$F_g = 2,42$$

➤ La quantité de matière organique dans la boue fraîche :

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 \times 2,42 = 1,45 \text{ T / j}$$

$$F_o = 1,45 \text{ tonne/j}$$

➤ La quantité de gaz produite :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} \cdot 1,45 = 1185,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{gaz}} = 1185,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité moyenne du gaz :

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot Q_{\text{gaz}} = 0,75 \times 1185,8 = 889,34 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q'_{\text{gaz}} = 889,34 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité du méthane (CH₄):

$Q_{\text{CH}_4} = (0,6 \text{ à } 0,65) Q'_{\text{gaz}}$ on prend $Q_{\text{CH}_4} = 0,65 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 \cdot 889,34 = 578,07 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 578,07 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité du gaz carbonique CO₂ :

$Q_{\text{CO}_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}}$ on prend $Q_{\text{CO}_2} = 0,35 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,35 \cdot 889,34 = 311,27 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 311,27 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité restante de gaz :

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₂, H₂...)

$$Q_{rest} = 0,05 \cdot Q'_{gaz} = 0,05 \cdot 889,34 = 44,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{rest} = 44,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité minérale dans la boue :**

$$F_m = F_g - F_o = 2,42 - 1,45 = 0,97 \text{ T/j}$$

$$F_m = 0,97 \text{ T/j}$$

➤ **La quantité de boues digérées :**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_{gf}} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right) \dots \dots \dots (V.22)$$

Avec:

F_f : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$$

d_f: poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur **d_f** = 1T/ m³

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0,138 T^{1/2}) = 0,97 + 1,45(1 - 0,138 \cdot 35^{1/2})$$

$$F_{gf} = 1,2 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 1,2 \left(\frac{1}{1 \cdot 1,35} + \frac{1}{2} + \frac{1}{1} \right) = 13,84 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_r = 13,84 \text{ m}^3/\text{j}$$

V-7-2-3)-Dimensionnement des lits de séchage :

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

$$MES = 5372,65 \text{ kg/j (à l'entrée de dessableur)}$$

$$MM = 1611,8 \text{ kg/j}$$

$$MVS = 3760,9 \text{ kg/j}$$

a).La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :

$$(MVS)_{sortie} = MVS - 0,45 \cdot MVS = 2068,47 \text{ Kg/j}$$

$$MVS = 2068,47 \text{ Kg/j}$$

➤ **Le volume d'un lit V:** On prend les dimensionnes suivantes

$$L = 15 \text{ m}$$

$$H = 0,5 \text{ m}$$

$$B = 6 \text{ m}$$

$$V = 6 \cdot 15 \cdot 0,5 = 45 \text{ m}^3$$

$$V = 45 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l. On prenant une concentration de 90 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = 2068.47/90 = 22.98 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_e = 22.98 \text{ m}^3/\text{J}$$

➤ **Volume des boues épandues par lit et par an V_a :**

On admet que le lit sert 12 fois par an

Donc : $V_a = 12 \cdot V = 12 \cdot 45 = 540 \text{ m}^3$

$$V_a = 540 \text{ m}^3$$

➤ **Volume de boue à sécher par an V_{an} :**

$$V_{an} = 22.98 \cdot 365 = 8387.7 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$V_{an} = 8387.7 \text{ m}^3/\text{an}$$

➤ **Nombre de lits nécessaires :**

$$N = V_{an} / V_a = 8387.7 / 540 = 15.53$$

on prend :

$$N = 16 \text{ lits}$$

➤ **Surface nécessaire :**

$$S = 6 \cdot 15 = 90 \text{ m}^2$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = N \cdot S = 16 \cdot 90 = 1440 \text{ m}^2$

$$S_T = 1440 \text{ m}^2$$

Les dimensionnements de bassin de désinfection sont résumés dans le tableau ce dessous pour les deux horizons (2030 et 2045).

Tableau V-13: Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge :

Désignations	Unité	Horizon	
		2030	2045
Dimensionnement de l'épaississeur			
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	5533.03	3237.43
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DI	g/l	25	25
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DII	g/l	9.23	9.23
Débit journalier reçu par l'épaississeur	Kg/j	322.99	188.3
La concentration du mélange	Kg/m ³	17.13	17.9
Temps de séjour	J	2	2
Volume	m ³	645.98	376.6

Hauteur	m	3	3
Surface	m ²	215.33	125.53
diamètre	m	17	13
Dimensionnement du digesteur			
Débit des boues arrivant au digesteur	m ³ /j	69.16	38.09
Temps de séjour du digesteur	j	15.6	15.6
Volume	m ³	1079	594.05
Hauteur	m	4	4
Diamètre	m	19	14
Surface horizontale	m ²	269.7	148.5
Quantité de matières sèches des boues fraîches	T/j	2.42	1.33
Quantité de matière organique des boues fraîches	T/j	1.45	0,8
Quantité du gaz produite	m ³ /j	1185.8	653
Quantité moyenne du gaz	m ³ /j	889.34	489.75
Quantité du méthane (CH ₄)	m ³ /j	578.07	318.34
Quantité du gaz carbonique (CO ₂)	m ³ /j	311.27	171.41
Quantité restante de gaz	m ³ /j	44.5	24.5
Quantité minérale dans la boue	T/j	0.97	0.5
Quantité de boues digérées	m ³ /j	13.84	8.3

Dimensionnement du lit de séchage

Longueur	m	15	15
Largeur	m	6	6
Hauteur	m	0.5	0.5

Volume	m ³	45	45
Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	22.98	13.62
Surface totale	m ²	1440	900
Nombre de lits	-	16	10

V-7-3)- Variante à faible charge :

Horizon 2030 :

V-7-3-1)- Dimensionnement de l'épaississeur :

L'épaississeur sera dimensionner pour cette variante on fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur secondaire seulement.

➤ **Boues issues du décanteur secondaire B_T:**

B_{II} = ΔX : les boues en excès.

B_T = 2832,54kg/j

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

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$Q_B = \Delta X_s / S_2 = 2832,54 / 9.23 = 306.88 \text{ m}^3/\text{j}$

Q_B = 306.88 m³/j

➤ **Le volume de l'épaississeur V:**

t_s : temps de séjours = 2j ; t_s (1 à 15 j)

$V = Q_B \times t_s = 306.88 \times 2 = 613.77 \text{ m}^3$

V = 613.77m³

La surface horizontale S_h:

Pour une profondeur de **H = 3m** on calcul :

H = 3m

$S_h = V / H = 613.77 / 3 = 204.59 \text{ m}^2$

S_h = 204.59 m²

➤ **Le diamètre D :**

$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = 16.13 \text{ m}$ on prend :

D = 17m

➤ **Calcul du débit des boues épaissies**

On prenant une concentration de 90 g/l pour la concentration des boues après épaississement par décantations

$$Q_d = \frac{B_T}{90} = \frac{2832.54}{90} = 31.47 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = 31.47 \text{ m}^3/\text{j}$$

V-7-3-2)- Dimensionnement des lits de séchage :

➤ **Le volume d'un lit V :**

On prend - L = 15 m

- H = 0.5 m

- B = 6 m

$$V = 6 * 15 * 0,5 = 45 \text{ m}^3$$

$$V = 45 \text{ m}^3$$

Le volume journalier des boues à extraire sera :

$$V_e = 31.47 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_e = 31.47 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Volume des boues épandues par lit et par an V_a :**

On admet que le lit sert 12 fois par an

Donc :

$$V_a = 12. V = 12 * 45$$

$$V_a = 540 \text{ m}^3$$

➤ **Volume de boue à sécher par an V_{an} :**

$$V_{an} = 31.47 * 365$$

$$V_{an} = 11487.52 \text{ m}^3/\text{an}$$

➤ **Nombre de lits nécessaires :**

$$N = V_{an} / V_a = 11487.52 / 540 = 21.27 \quad \text{on prend :}$$

$$N = 22 \text{ lits}$$

➤ **Surface nécessaire :**

$$S = 6 * 15 = 90 \text{ m}^2$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = N * S = 22 * 90 = 1980 \text{ m}^2$

$$S = 1980 \text{ m}^2$$

Horizon 2045 :

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur, le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant

Tableau V-14: Tableau récapitulatif des résultats de la variante à faible charge pour l'horizon 2030 et 2045.

Désignations	Unité	Horizon	
		2030	2045
Dimensionnement de l'épaississeur			
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	2832.54	1656.16
Concentration à l'entrée de l'épaississeur	g/l	9.23	9.23
Débit journalier reçu par l'épaississeur	Kg/j	306.88	179.48
Temps de séjour	J	2	2
Volume	m ³	613.47	358.96
Hauteur	m	3	3
Surface	m ²	204.59	119.6
diamètre	m	17	13
Dimensionnement du lit de séchage			
Longueur	m	15	15
Largeur	m	6	6
Hauteur	m	0.5	0.5
Volume	m ³	45	45
Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	31.47	18.41
Surface totale	m ²	1980	1170
Nombre de lits	-	22	13

V-8)-Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration avec deux variantes (moyenne et faible charge).

Selon la taille de l'Agglomération (2 communes) et la disponibilité de terrain ainsi que le débit importante et que les dimensions des ouvrages pour la variante à faible charge sont grandes donc la première variante (moyenne charge) est la meilleure pour notre cas.

CHAPITRE VI

CALCUL HYDRAULIQUE

VI-1)- Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, Ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de by-pass, conduite de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

VI-2)- Base de dimensionnement déversoir d'orage

Le déversoir d'orage permet la séparation des eaux car une partie du débit véhiculé par le collecteur principal est déversée directement dans un exutoire naturel qui est dans notre cas (sebkha de Misserghine).

Pour cela on opte pour un déversoir type latéral.

VI-2-1)- Données de base :

Nous projetons le déversoir d'orage pour l'horizon 2030

- débit moyen horaire journalier : $Q_m = 0.222 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- débit de pointe en temps sec : $Q_{ts} = 0.37 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- Débit de pointe allant vers la station : $Q_{ST} = 3.Q_{ts} = 1.112 \text{ m}^3 / \text{s}$

VI-2-2)- Détermination du débit déversée vers l'exutoire naturel :

Le débit allant vers la station d'épuration correspond au débit de pointe en temps de pluie

$$Q_{ST} = 3.Q_{ts} = 1.112 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Le déversoir d'orage sera dimensionné pour un débit pluvial plus un débit de pointe d'eaux résiduaires (eaux usées domestiques).

Donc le collecteur principal va véhiculer à l'avant du déversoir d'orage en période pluviale un débit de l'ordre de:

$$Q_{ent} = Q_{P1} + Q_{ts} \dots \dots \dots \text{(VI.1)}$$

D'où:

Q_{ent} : Débit entrant au déversoir d'orage (m^3 / s).

Q_{pl} : Débit pluvial (m^3 / s).

Q_{ts} : Débit de pointe en temps sec (m^3 / s).

$$Q_{ent} = Q_{P1} + Q_{ts} = 2.35 + 0.37 = 2.72 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$Q_{ent} = 2.72 \text{ m}^3 / \text{s}$

Donc le débit allant vers l'exutoire sera:

$$Q_{dev} = Q_{ent} - Q_{ST} = 2.72 - 1.112 = 1.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dev} = 1.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI-2-3)- Calcul du diamètre du collecteur principal:

-Pour l'horizon 2030

a) à l'amont du déversoir ;

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{ent} = 2.72 \text{ m}^3 / \text{s} \\ I = 1.5 \% \end{array} \right.$$

Et d'après l'abaque de Basin (01)

$$D_e = 1200 \text{ mm (diamètre à l'entrer du déversoir)}$$

$$Q_{ps} = 3.3 \text{ m}^3/\text{s (débit a pleine section)}$$

$$V_{ps} = 2,92 \text{ m/s (vitesse a pleine section)}$$

$$D_e = 1200 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 3.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2.92 \text{ m/s}$$

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

$$R_Q = Q_{ent}/Q_{ps} = 2.72/3.3 = 0.82 \text{ (rapport des débits)}$$

$$R_H = H_e/D_e = 0.69 \Rightarrow H_e = 0.69 \cdot 1200 = 828 \text{ mm (hauteur de remplissage)}$$

$$R_V = V/V_{ps} = 1.12 \Rightarrow V = 1.12 \cdot 2.92 = 3.27 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

$$H_e = 828 \text{ mm}$$

$$V = 3.27 \text{ m/s}$$

b) à l'aval du déversoir ;

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{vers \text{ STEP}} = 1.112 \text{ m}^3 / \text{s} \\ I = 1.5 \% \end{array} \right.$$

Et d'après l'abaque de Basin (01)

$$D_{aval} = 1000 \text{ mm (diamètre à l'aval du déversoir)}$$

$$Q_{ps} = 2.1 \text{ m}^3/\text{s (débit a pleine section)}$$

$$V_{ps} = 2,67 \text{ m/s (vitesse a pleine section)}$$

$$D_e = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 2.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2.67 \text{ m/s}$$

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

$$R_Q = Q_{STEP} / Q_{ps} = 1.112/2.1 = 0.53 \text{ (rapport des débits)}$$

$$R_H = H_c/D_e = 0.52 \Rightarrow H_e = 0.52 \cdot 1000 = 520\text{mm (hauteur de remplissage)}$$

$$H_e = 520\text{mm}$$

$$R_V = V/V_{ps} = 1.12 \Rightarrow V = 1.015 \cdot 2.67 = 2.71 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

$$V = 2.71 \text{ m/s}$$

➤ **La hauteur du seuil du déversoir**

$$h_s = \frac{h_1 - h_2}{2} = \frac{828 - 520}{2} \Rightarrow h_s = 154\text{mm}$$

$$H_s = 154\text{mm}$$

VI-2-4)- Calcul de la longueur du déversoir:

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{\text{dév}} = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_s^{3/2} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

b : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

h_s : La hauteur de charge en moyenne au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{\text{dév}}}{0,60 (2 \cdot g)^{0,5} (h_s)^{1,5}}$$

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{1.60}{0,6(2 \times 9,81)^{0,5}(0.154)^{1,5}} = 14.94\text{m} \quad \text{on prend :}$$

$$b = 15 \text{ m}$$

VI-2-5)- Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer la partie d'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%

$$Q_d = 1.60\text{m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (1) on aura :

$$D_d = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 2.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 3\text{m/s}$$

Donc $R_Q = 0,66$ abaque de Bazin (02) on aura : $\left\{ \begin{array}{l} R_h = 0,79 \\ R_v = 1,06 \end{array} \right.$

VI-2-6)- Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_p = 1.112 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 2% et elle devra intervenir lors d'un danger sur la station, et l'eau est dirigée vers le milieu récepteur.

$$Q_{pte} = 1.112 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2.16 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0,65; \quad R_h = 0,77; \quad R_v = 1.04$$

VI-3)- Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

VI-3-1)- Côtes du terrain naturel des ouvrages :

Ces côtes sont tirées du plan d'implantation suivant la position topographique de chaque ouvrage.

Tableau VI-1 : Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station :

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	85.42
Dessableur-deshuilleur	85.28
Répartiteur	85.13
Décanteur primaire	85.00
Bassin d'aération	84.89
Décanteur secondaire	84.72
Regard	84.63
Bassin de désinfection	84.38

VI-3-2)-Calcul des diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :

D'après les calculs qui ont été faits en PEHD, on a constaté que les diamètres sont nettement plus importantes.

Donc nous avons opté pour la Fonte, comme matériau car il est disponible sur le marché et présente une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance ainsi qu'une faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY

WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots \dots \dots (VI.3)$$

Avec :

- K : coefficient de perte de charge
- Q : débit en m³/s ;
- L : longueur de la conduite
- D : diamètre de la conduite
- β : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite
- C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A
- C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B

Tableau 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	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
PEHD	0,001052	4,774	1,77

Pour le Fonte, on a :

- ✓ K=0,001735
- ✓ m=5.2
- ✓ β=1,95

➤ **Diamètre**

D'après la formule (V.12) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \dots \dots \dots (VI.4)$$

Pour cela on doit connaître les paramètres suivants :

- Les longueurs des conduites (qui peuvent être déduites du schéma d'implantation donc peuvent être calculées).
- Les cote de radier est connu.
- Le débit qui est connu.
- La nature du matériau.

VI-3-2-1)-Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{eq} = 1,15. L_{réelle}$$

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'en leur impose une pente de 1,2% pour permettre un bon écoulement de l'eau et assurer l'auto-curage avec une vitesse minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

Tableau VI.3 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)	Leq(m)
Dégrilleur ↔ Dessableur-deshuilleur	3.58	4,12
Dessableur-deshuilleur ↔ Répartiteur	4.37	5,025
Répartiteur ↔ Décanteur I	18	20,7
Décanteur I ↔ Bassin d'aération	14	16,1
Bassin d'aération ↔ Décanteur II	10	11,5
Décanteur II ↔ Regard	20	23
Regard - Bassin de désinfection	42	48,3

VI-3-2-2)- Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1^2/2g$ et $V_2^2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_1 et Z_2 : 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 :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

Posons: $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$ donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

$$Cp_1 = H_1 + Z_1 \quad \text{cote piézométrique au point (1).}$$

$$Cp_2 = H_2 + Z_2 \quad \text{cote piézométrique au point (2).}$$

$$Cp_2 = Cp_1 + H_{1-2}$$

➤ **Conduite dégrilleur -désableur**

On a : la côte du radier du dégrilleur $C_{p_d} = 84.62m$, Hauteur d'eau : 0.8m

D'où : $C_{p_A} = 85.42 m$

Côte du radier du désableur-déshuilleur(B) : 83.41 m

Hauteur d'eau : 2m

D'où : $C_{p_B} = 85.41m$

$$L = 4.117 m \text{ et } Q_p = 1,112 m^3/s$$

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{p_A} - C_{p_B})}} = \sqrt[5.2]{\frac{0.001735 * 4.117 * (1.112)^{1.95}}{(85.42 - 85.41)}} = 0.98m \Rightarrow$$

D=1000 mm

✓ **Cote piézométrique**

D'où on aura :

$$C_{p\ dd} = C_{p\ d} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 85.42 - \frac{0.001735 * 4.117 * 1.112^{1.95}}{1^{5.2}} = 85.41\text{m}$$

$$C_{p\ d-d} = 85.41\text{m}$$

➤ **Conduite Dessableur-Répartiteur :**

$$C_{p\ d-d} = 85.41\text{m}$$

Côte du radier du Répartiteur de débit $C_{p\ r} = 84.39\text{m}$; Hauteur d'eau : 1 m

D'où : $C_{p\ r} : 85.39\text{m}$

$$L = 5.025\text{ m et } Q_p = 1,112\text{ m}^3/\text{s}$$

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = 0.89\text{ m}$$

$$D = 900\text{ mm}$$

✓ **Cote piézométrique**

$$D'où on aura : C_{p\ r} = C_{p\ d-d} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$$

$$C_{p\ r} = 85.39\text{m}$$

➤ **Conduite Répartiteur - décanteur primaire**

$$C_{p\ r} = 85.39\text{m}$$

Côte du radier de décanteur primaire $C_{p\ dl} = 81.35\text{ m}$; Hauteur d'eau : 4m

D'où : $C_{p\ dl} = 85.35\text{m}$

$$L = 20.7\text{ m et } Q_p = 0.556\text{ m}^3/\text{s}$$

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = 0.79\text{m}$$

$$D = 800\text{ mm}$$

✓ **Cote piézométrique**

$$D'où on aura : C_{p\ dl} = C_{p\ r} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$$

$$C_{p\ dl} = 85.35\text{m}$$

➤ **Conduite décanteur primaire – bassin d'aération :**

$$C_{p\ dl} = 85.35\text{m}$$

Côte du radier de Bassin d'aération $C_{p\ ba} = 81.32\text{ m}$; Hauteur d'eau : 4m

D'où : $C_{p\ ba} = 85.32\text{m}$

$$L = 16.1\text{ m et } Q_p = 0.556\text{ m}^3/\text{s}$$

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = 0,79\text{m}$$

$$D = 800\text{ mm}$$

✓ **Cote piézométrique**

$$D'où on aura : C_{p\ ba} = C_{p\ dl} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$$

$$C_{p\ ba} = 85.32\text{m}$$

➤ **Conduite Bassin d'aération – décanteur Secondaire :**

$C_{p\ ba}=85.32m$

Côte du radier de décanteur Secondaire $C_{p\ di}=80.30\ m$; Hauteur d'eau : 5m

D'où : $C_{p\ di}=85.30m$

$L=11.5\ m$ et $Q_p = 0.556\ m^3/s$

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D=0.8\ m$$

D=800 mm

✓ **Cote piézométrique**

D'où on aura : $C_{p\ diI} = C_{p\ ba} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$

$C_{p\ diI}=85.30m$

➤ **Conduite Décanteur Secondaire- Regard :**

$C_{p\ diI}=85.30m$

Côte du radier de regard $C_{p\ re}=84.26\ m$; Hauteur d'eau : 1m

D'où : $C_{p\ di}=85.26m$

$L=23\ m$ et $Q_p = 0.556\ m^3/s$

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D=0.8\ m$$

D=800 mm

✓ **Cote piézométrique**

D'où on aura : $C_{p\ re} = C_{p\ diI} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$

$C_{p\ re}=85.26m$

➤ **Conduite Regard – bassin de désinfection :**

$C_{p\ re}=85.26m$

Côte du radier de bassin de désinfection $C_{p\ bd}=82.16m$; Hauteur d'eau : 3m

D'où : $C_{p\ di}=85.16m$

$L=48.3\ m$ et $Q_p = 1,112\ m^3/s$

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D=1.008\ m$$

D=1000 mm

✓ **Cote piézométrique**

D'où on aura : $C_{p\ bd} = C_{p\ re} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$

$C_{p\ bd}=85.16m$

➤ **Conduite bassin de désinfection – milieu récepteur :**

Pour le conduit de sortie de la station en utilisant les conduites en béton d'après

l'abaque (réseaux pluvial en system unitaire ou séparatif) canalisations circulaires la

formule de BAZIN (Annexe) on obtient: (les diamètres normaliser)

$Q_p = 1,112 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin on aura :
 $Leq = 400\text{m}$ et $I=1.2 \%$ $\lambda = 0,020$

D=1000 mm

$$\Delta H = 8.0,02 \frac{200.1.112^2}{3,14^2.9.81.1^5} = 0.4m$$

Tableau : VI.4 : Récapitulatif des résultats :

Désignations	Cote terrain (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)	diamètre (mm)
-dégrilleur	85.42	0.8	85.42	
-désableur déshuileur	85.28	2	85.41	1000
- Répartiteur	85.13	1	85.39	900
-décanteur primaire	85.00	4	85.35	800
-bassin d'aération	84.89	4	85.32	800
-décanteur secondaire	84.72	5	85.30	800
-regard	84.63	1	85.26	800
-bassin de désinfection	84.38	3	85.16	1000

VI-4)- Conclusion

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

- Dimensionner le déversoir d'orage a l'entrer da step.
- Dimensionner la conduit de fuit.
- Dimensionner la conduite de by-pass.
- Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station.
- Déterminer les longueurs, les diamètres des conduites reliant ces ouvrages.
- Calculer les pertes de charge et les cotes piézométriques dans chaque point.

afin d'élaborer un profil hydraulique.

CHAPITRE VII

ETUDE ECONOMIQUE

VII-1)-Introduction

Dans toute étude scientifique, il est nécessaire de faire une évolution économique afin de dégager la variante la plus technico-économique.

La station d'épuration proprement dite avec tous les ses équipements (canalisation, alimentation en eau et énergie).

Ces paramètres ne peuvent être connus qu'après avoir effectué l'étude détaillée du génie civil et l'achat de tous les équipements nécessaires.

Ainsi donc, nous allons procéder à une étude économique des deux variantes précédemment étudiées qui sont la moyenne charge et faible charge.

Le calcul sera effectué pour l'ensemble des ouvrages projetés pour l'horizon 2030 et 2045. Le coût total d'une station d'épuration est composé des dépenses suivantes:

- Le coût d'investissement;
- Le coût de fonctionnement ou d'exploitation.

VII-2)- Coût de la variante: traitement par boues activées à moyenne charge

Remarque :

Vue le manque des renseignements sur l'évolution des prix relatifs aux travaux de génie civil (coût de terrassement et prix du mètre cube de béton armé), nous limitons notre travail dans l'horizon 2030 seulement.

VII.2.1 Coût d'investissement :

➤ **Coût de terrassement:**

Le prix du m³ de terrassement et excavation sera évalué à 200 DA.

L'épaisseur de la couche terrassée est de 30 cm.

- Calcul du volume de couche terrassée

$$V_{\text{couche terrassée}} = 0.3 \times S_h \dots\dots\dots(VII.1)$$

S_h : surface horizontale de l'ouvrage considéré.

$$C_i = P \times V_i \text{ (DA)} \dots\dots\dots(VII.2)$$

P = 200 DA ; c'est le prix d'unterrassement;

V_i : le volume de terrassement (m³)

Tableau VII. 1 : Coût de terrassement (moyenne charge) :

Désignation de l'ouvrage	Nombre	Volume V_{terr} (m^3)	Coût DA
Dégrilleurs	2	5,4	1 080
Déssableur - dégraisseur	1	20,028	4 005,6
Décanteur primaire	2	300,402	60 080,4
Répartiteur	1	1,2	240
Bassin d'aération	2	218,58	43 716
Décanteur secondaire (clarificateur)	2	360,48	72 096
Regard	1	1,2	240
Bassin de désinfection	1	120,09	24 018
Epaississeur	1	64,599	12 919,8
Digesteur	1	80,91	16 182
Lits de séchage	16	432	86 400
Total	30	1604,889	320 977,8

Coût total de terrassement est : **320 617.8 DA**

➤ **Coût du béton armé :**

Le coût du béton armé revient actuellement à 40 000 DA/ m^3

Le prix unitaire du fer : 75 DA/ kg.

Donc le coût du m^3 de béton armé:

$$Pu = (75 \times 80) + 25000 = 46\,000 \text{ DA}$$

➤ **Calcul du volume de béton armé :**

- L'épaisseur du radier d'ouvrage est prise : 30 à 40 cm.

- L'épaisseur du mur e_m : 15 à 30cm.

On prend alors les valeurs e_r : 40cm et e_m : 30cm

Le volume du béton armé pour les murs : $V_m = e_m \cdot H \cdot P$

H: hauteur de l'ouvrage en (m);

P : périmètre de l'ouvrage (m);

➤ **Coût total de béton armé :**

$$C_{tBa} = P_u \times V_{tba} \text{ (DA)(VII.3)}$$

P_u : prix unitaire du m du béton armé.

Tableau VII.2 : Coût du béton armé (moyenne charge).

Désignation de l'ouvrage	Nombre	volume		Volume total	Coût (DA)
		v _b ^r	v _b ^m		
Dégrilleurs	2	7	7	14	662 400
Déssableur - dégraisseur	1	27	35	62	2 849 884
Repartiteur	1	401	220	621	28 564 344
Décanteur primaire	2	2	2	4	184 000
Bassin d'aération	2	291	271	562	25 859 360
Décanteur secondaire (clarificateur)	2	481	290	771	35 455 696
Regard	1	2	2	4	184 000
Epaississeur	1	160	92	253	11 615 920
Digesteur	1	86	56	142	6 540 326
Bassin de désinfection	1	108	81	188	8 667 366
Lits de séchage	16	576	121	697	32 060 160
Total	30			3318	152 643 456

➤ **Coût total du génie civil : C_t + C_{tBa} :**

C_t : Coût total du terrassement.

C_{tBa} : Coût total du béton armé.

$$C_{tGc} = 320977,8 + 152643456 = 152\,964\,434\text{DA}$$

➤ **Coût des voiries et réseaux divers (VRD):**

Le coût des VRD est estimé à 25% de C_{tGc} .

$$C_{vrd} = 0.25 \times 152964434 = 38\,241\,108,45 \text{ DA}$$

➤ **Coût des installations hydromécaniques:**

Il est estimé à 60% du coût de G.C et VRD:

$$C_{eq} = 0.6 \times (152964434 + 38\,241\,108,45) = 114\,723\,325,4 \text{ DA}$$

➤ **Coût total des investissements de la station :**

$$C_{Ti} = C_{tGc} + C_{vrd} + C_{eq} = 305\,928\,867,6 \text{ DA}$$

VII-2-2)-Coût de fonctionnement:

➤ **Frais de la main d'œuvre :**

Le coût de la main d'œuvre sera de 5% du coût d'investissement ce qui donne:

$$C_{mo} = 0.05 \cdot C_{Ti}$$

$$C_{mo} = 15\,296\,443,38 \text{ DA}$$

➤ **Coût de l'énergie électrique:**

Le coût de l'énergie électrique est calculé à l'aide de l'expression suivante :

$$C_e = P_u \times P_s \quad (\text{source sonelgaz})$$

P_u : prix unitaire de l'énergie électrique $P_u = 1.78 \text{ DA/kwh}$.

P_s : Besoin en énergie électrique pour 1 m^3 d'eau à traiter = 1.1 kwh/ m^3 d'où

$$C_e = 1.96 \text{ DA/m}^3$$

Coût annuel de l'énergie électrique $C_{ea} = Q_a \times C_e$

Q_a : le débit annuel à traiter à 2030.

$$C_{ea} = (19214,46 \times 365) \times 1.96 = 13\,746\,024,68 \text{ DA}$$

➤ **Coût des réactifs chimiques :**

Le prix du m^3 de Na Cl est de 12 412 DA.

Le coût annuel de l'hypochlorite de Sodium sera :

$$C_R = Q_a \times P_u$$

Q_a : débit annuelle de l'hypochlorite de Sodium.

$$C_R = 1106.2 \times 12412 = 13\,730\,154,4 \text{ DA}$$

➤ **Coût de renouvellement du matériel électromécanique :**

Il est estimé à 5% du coût de l'investissement d'où:

$$C_{Rm} = 15\,296\,443,38\text{DA}$$

➤ **Coût total de fonctionnement :**

$$C_{ft} = C_{mo} + C_{ea} + C_R + C_{Rm} = 58\,069\,065,84\text{DA}$$

➤ **Calcul du prix du m³ d'eau à traiter:**

Coût d'investissement annuel :

$C_{AA} = \text{coût d'investissement} / \text{durée d'amortissement}$

$$C_{AA} = 305\,928\,867,6 / 30 = 10\,197\,628,92\text{DA}$$

➤ **Coût annuel de la station :**

$$C_{TS} = C_{AA} + C_{ft} + C_{GC} = 374\,195\,562,4\text{DA}$$

➤ **Calcul du prix du m³ d'eau épurée**

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2030 est

$$V_{an} = 19214,46 \times 365 = 7\,013\,277,9 \text{ m}^3/\text{an}$$

Le cout du m³ épurée Ce se calcul alors

$$C_e = C_{TS} / V_{an} \quad \text{alors} \quad C_e = 53,36 \text{ DA}$$

VII.3 : Coût de la variante: Traitement par boues activées à faible charge

VII.3.1. Coût d'investissement :

a- Coût de terrassement :

$$C_i = 200 \times V_i \text{ (DA)}$$

Tableau VII.3 : Coût de terrassement (faible charge).

Désignation de l'ouvrage	Nombre	Volume V_{terr} (m^3)	Coût DA
Dégrilleurs	2	5,4	1 080
Déssableur - dégraisseur	1	20,028	4 005,6
Répartiteur	1	1,2	240
Bassin d'aération	2	499,56	99 912
Décanteur secondaire	2	270	54 000
Regard	1	1,2	240
Bassin de désinfection	1	120,09	24 018
Epaississeur	1	64,599	12 919,8
Lits de séchage	22	594	118 800
Total	33	1576,077	315 215,4

Le Cout Total De Terrassement= **315 215.4DA**

b- Coût total du béton armé:

Tableau VII.4: Coût du béton armé (faible charge).

Désignation de l'ouvrage	Nombre	volume		Volume total	Coût (DA)
		v_b^r	v_b^m		
Dégrilleurs	2	7	7	14	662 400
Déssableur - dégraisseur	1	27	35	62	2 849 884
Repartiteur	1	2	2	4	184 000
Bassin d'aération	2	666	1114	1780	81 865 280
Décanteur secondaire (clarificateur)	2	360	290	650	29 906 256
Regard	1	2	2	4	184 000
Epaississeur	1	160	92	253	11 615 920
Bassin de désinfection	1	86	56	142	6 540 326
Lits de séchage	22	792	166	958	44 082 720

Total	33			3867	177 890 786
-------	----	--	--	------	-------------

- **Coût total du génie civil :**
 $C_{TGC} = C_T + C_{TBA} = 178\,206\,001,4\text{DA}$
- **Coût des voisines et réseau divers VRD:**
 $C_{VRD} = 44\,551\,500,35\text{DA}$
- **Coût des installations hydromécaniques et équipement :**
 $C_{eq} = 133\,654\,501,1\text{DA}$
- **Coût total des investissements de la station :**
 $C_{Ti} = C_{TGC} + C_{VRD} + C_{eq} = 356\,412\,002,8\text{DA}$

VII.3.2 Coût de fonctionnement :

- **Coût de la main d'œuvre:**
 $C_{mo} = 17\,820\,600,1\text{ DA}$
- **Coût de l'énergie électrique :**
 $C_{ea} = 13\,746\,024,68\text{DA}$
- **Coût des réactifs chimiques :**
 $C_R = 1106,2 \times 12412 = 413\,730\,154,4\text{ DA}$
- **Coût des renouvellements du matériel électro-mécanique:**
 $C_{Rm} = 17\,820\,600,14\text{DA}$
- **Coût du fonctionnement total :**
 $C_{FT} = C_{mo} + C_{ea} + C_{Rm} = 63\,117\,379,36\text{DA}$
- **Calcul du prix du m³ d'eau à traiter :**
 Coût d'investissement annuel :
 $C_{AA} = \text{coût d'investissement} / \text{durée d'amortissement}$
 $C_{AA} = 11\,880\,400,09\text{DA}$
- **Coût annuel de la station d'épuration :**
 $C_{TS} = C_{AA} + C_{FT} + C_{GC} = 431\,409\,782,3\text{DA}$
- **Calcul du prix du m³ d'eau épurée**

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2030 est

$$V_{an}=365*19214,46= 7\ 013\ 277,9\ m^3/an$$

Le cout du m3 épurée C_e se calcul alors

$$C_e=C_{TS}/V_{an} \quad \text{alors } C_e= \mathbf{61,51DA}$$

VII-4)- Conclusion :

Après avoir calculé les différents couts de la station , il c'est avérer que le cout total annuel de cette dernière est assez élever pour la variante faible charge ,et vue que le mètre cube d'eau épurée pour cette variante et plus chers que la moyenne charge, donc notre choix finale c'est porté sur la variante à moyenne charge.

CHAPITRE VIII

GESTION ET EXPLOITATION DE LA STATION

VIII-1)- Introduction

Après dimensionnement de la station d'épuration, il est nécessaire de prendre des dispositions constructives en vue d'améliorer son fonctionnement, faciliter son exploitation et de rentabiliser davantage l'effort consenti par les collectivités pour protéger les milieux naturels.

VIII-2)- Dispositifs facilitant l'exploitation

Une bonne exploitation de la station, respectant les prescriptions, passe par un certains nombres de dispositions qui sont :

- Installer des barres de guidage et des potences équipées de treuil ou palans pour remonter les équipements souvent lourds installés dans le poste ;
- Eviter les pièces métalliques non protégées contre la corrosion (boulons,...) ;
- Prescriptions pour éviter les accidents ;
- Prévoir des appareillages de maintenance, nettoyage et contrôle ;
- Une fiche technique par équipement, faisant apparaître ses caractéristiques, mais aussi les coordonnées du fabricant et des fournisseurs ;
- Tout événement important doit être enregistré dans le rapport d'exploitation et mis à la disposition lors des contrôles ;
- Un calendrier indiquant les dates et la fréquence des opérations à réaliser sur les principales pièces électromécaniques (moteur. ...) ;

VIII-3)- Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- Mesure de débit
- Mesure de pH et de la température

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimum de bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous

- Recherche des substances toxiques
- Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues
- Le taux d'aération
- Le taux des boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS/L

Si :

- $MVS > 4g/l$ on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération
- $MVS < 4g/l$ on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération
- Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs, filtres ou centrifugeuses...)

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif

VIII-4)- 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 repeint en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspecté. 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 ou 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 :

VIII-4-1)- 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.

VIII-4-2)-Contrôles périodiques :

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VIII-5)- Dispositifs d'entretien des ouvrages**VIII-5-1)- Le dégrilleur**

- ✓ Assurer une évacuation quotidienne des déchets, le nettoyage des parois par un jet d'eau et enlever les matières adhérentes putrescibles par les râtaux ;
- ✓ Noter les quantités de refus journaliers,

- ✓ vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement,
- ✓ vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation ;

VIII-5-2)- Désableur-déshuileur

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- ✓ Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation,
- ✓ Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement,
- ✓ Faire fonctionner 24h/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

VIII-5-3)- Bassin d'aération

- ✓ Contrôler quotidiennement et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnant convenablement,
- ✓ Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs,
- ✓ Noter les paramètres de fonctionnement tel que le débit et l'oxygène,
- ✓ Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, indice de «MOHLMAN » et la concentration des boues dans le bassin.

VIII-5-4)- Clarificateur

- ✓ Maintenir le clarificateur en état de propreté,
- ✓ Vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur,
- ✓ Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes,
- ✓ Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES),
- ✓ vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

VIII-5-5)- Désinfection des eaux épurées

- ✓ Maintenir le poste en état de propreté,
- ✓ Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs,
- ✓ Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration,
- ✓ Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore,

VIII-5-6)- Epaisseur

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- ✓ Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2 m.
- ✓ Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surverses et des boues épaissies,
- ✓ Relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs,
- ✓ Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VIII-5-7)- Lits de séchage

- ✓ Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement dés herbé et ratissé.
- ✓ Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm.
- ✓ 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 séchage (les lits seront refais complètement car 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.

ANNEXES

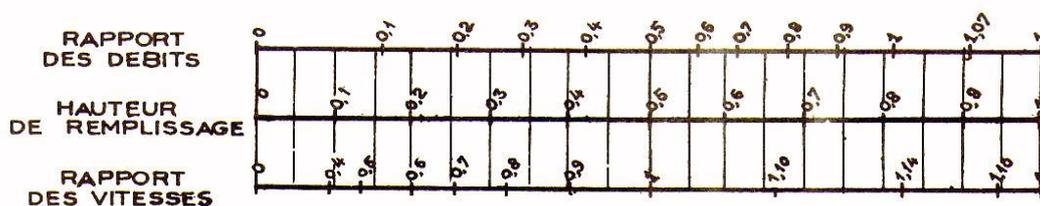
ANNEXE -1-

ANNEXE X

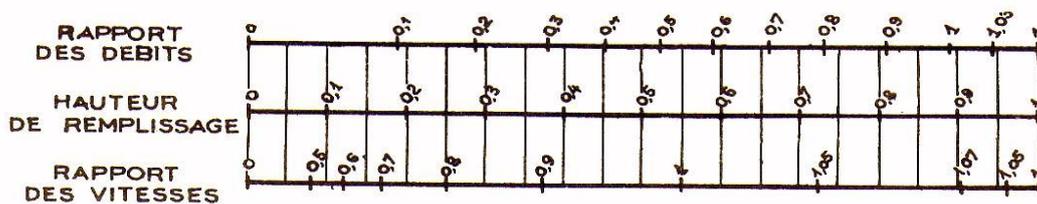
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



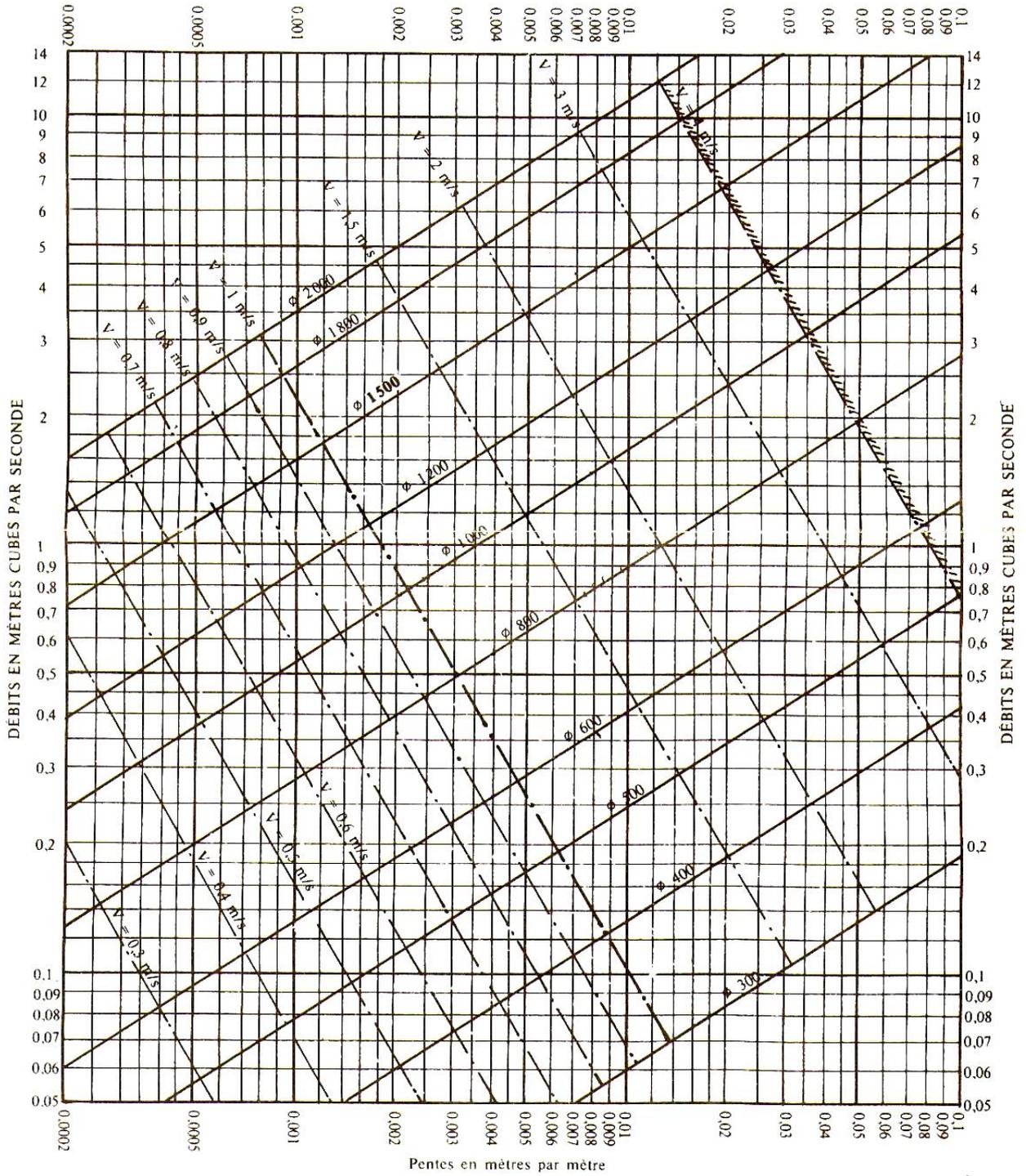
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $\frac{3}{10}$, le débit est les $\frac{2}{10}$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $\frac{78}{100}$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE -2-

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



Référence bibliographiques

- [1] MOHANAD-SAÏD OUALI 2008 ;
Cours de procédés unitaire biologique et traitement des eaux, 2^{ème} édition, office des publication universitaire, Alger 107,p.
- [2] mémoire fin d'étude de L ENSH Louiz Salah
- [3] Claude CARDOT;
Les traitements de l'eau ; Edition : Ellipses ; 1999.
- [4] NOUAR MOHAMED KHALIL
Conception de la station d'épuration (W.Skikda). ; Mémoire de fin d'étude ; 2006.
- [5] MOHANAD-SAÏD OUALI 2008 ;
Cours de procédés unitaire biologique et traitement des eaux, 2^{ème} édition, office des publication universitaire, Alger 107,p.
- [6] . Cyril Gommella, Henri Guerree.- Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales : la collecte.- Paris : Eyrolles, 1986.- 239p.
- [7]. **Duchene, P.**- les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités.- Paris : Lavoisier, 1991.-88p.
- [8]. **E. Edeline.**- L'épuration biologique des eaux : théorie et technologie des reacteurs – Paris : lavoisier-Tec &Doc, 1996.- 303p.
- [9]. Norme de rejet urbaine ; décret N°93-160 du 10 juillet 1993.