

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

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION A
BOUES ACTIVEES DE LA VILLE DE
AMMI MOUSSA (W.RELIZANE)**

Présenté par :

Mr TIFOUR Oussama

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mme H.MEDDI	M C.B	Président
Mme S.HOULI	M A.A	Examinatrice
Mr A.RASSOUL	M C.B	Examineur
Mme M.KAHLERRAS	M A.A	Examinatrice
Mr I.ZAIBEK	M A.B	Examineur
Mme F.AMMOUR	M A.A	Promotrice

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Juin 2013

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION A
BOUES ACTIVEES DE LA VILLE DE
AMMI MOUSSA (W.RELIZANE)**

Présenté par :

Mr TIFOUR Oussama

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mme H.MEDDI	M C.B	Président
Mme S.HOULI	M A.A	Examinatrice
Mr A.RASSOUL	M C.B	Examineur
Mme M.KAHLERRAS	M A.A	Examinatrice
Mr I.ZAIBEK	M A.B	Examineur
Mme F.AMMOUR	M A.A	Promotrice

Juin 2013

Dédicace

Je Dédie ce modeste travail :

*Spécialement à ma **très chère mère** pour ces Sacrifices, son amour, son aide et son soutien.*

Très chère maman, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes.

***A mon très cher père** qui a toujours été là pour moi et qui m 'a donné un magnifique modèle du labeur et de persévérance;*

A mon grand père paternelle, ma grand-mère maternelle que Dieu me les garde;

Aux âmes nobles de ma grand- mère paternelle, et que Dieu leur soit clément ;

A mes frères : ABDELKADER, YOUNES et BILAL;

A mes sœurs : AMEL et WISSAL ;

A mes oncles maternels et paternels;

*A tous mes amis du primaire jusqu 'au lycée sans oublier mes amis d'**ELHMADNA** et de **RELIZANE** ;*

A tous mes amis de l'ENSH sans exception.

Oussama

REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail Je tiens à remercier tout d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour mettre à terme ce travail.

Mes remerciements à ma mère et mon père pour leurs soutiens et leurs encouragements durant toutes mes années d'études.

*Je remercie également ma promotrice: **Mme AMMOUR** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

Par la même occasion je remercie :

- 4 les membres du jury qui ont bien accepté de juger mon travail, et qui ont pris le temps de rapporter ce mémoire.*
- 4 Tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.*
- 4 Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants de la première année primaire jusqu'à lycée.*
- 4 Un remerciement particulier à tous mes amis qui m'ont aidé et soutenu durant mes études.*
- 4 Enfin, tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leur conseils ou leurs soutien moral, qu'ils trouveront dans ces quelque lignes l'expression de mes remerciements les plus vifs et les plus sincères.*

Oussama

ملاصخ:

نأ اءا MD لا IELEyly رد EZy (IT0) T16) ZE ~ E=MI'T R3 لم IE IF R3 ى نئىد TE M y E ZEDN FIE
A TH IEI3 TIEK'ظ ITA BJD Z ى فاضلا U E يام Z =y KIELF RE I I T~'T WZIT Ry~NEM IBEIN CIT•E Oy
لا 1 1 0 = □ ح Z .
IM ZCBIZEIMEZ Eا IE Dh رص D امها اماخ يف ام R3 لب ~T و عفو ام ZE
~EانE TITITIT 3~ ZE ID REI~MIE REyly HIE
RE IM لا IIT ى TI TIM CR~ IEHEE' TWI 3 MIR~ ى 119 Tr 3م ح R ى Z نى IEEE
® ~Rان IT ل اءا Z لحر م Z اثا JIM TIMy ZE li h Uln Ry= 1 ME E Tr 3م ح R ى Z نى EE112
MIT RRITIE• =ZII Z ل~ MITMZDOEINZEE 0 ZE T وم 3 ى ل nZ

Résumé:

L'objectif principal du projet de station d'épuration des eaux usées au niveau de la ville de AMMI MOUSSA (W.RELIZANE) est d'améliorer les conditions environnementales, de protéger le barrage de GARGAR contre le pollution et la possibilité d'utiliser cette eau épurée en irrigation.

La ville est équipée OPn sX AP I uMILe OTpYIDDIRn dEs TER MORT
Nous avons traité dans ce mémoire les phases à suivre pour realiser cette station:

- La première phase permettra de traiter la pollution de 119 mile équivalent habitant à l'horizon 2025
- L'extension (2^{eme} phase) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit une capacité de 77 mile équivalent habitant à l'horizon 2040.

Le principe de traitement utilisé est la voie biologique boue activé à faible charge.

Abstract:

The study of the project of purification station of AMMI MOUSSA (W.RELIZANE) aims to améliorer and improve the environmental conditions of the province and to protect the dame of GARGAR from the risk of pollution and the possibility of using this purified water in irrigation.

This station is made into two phases :

- The first is to address pollution from Locality 119 222 people until the year 2025
- While dealing with the second phase expansion of the station works to ensure the absorption capacity to 77 000 people until the year 2040

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

SOMMA IRE

INTRODUCTION GENERALE.....

Chapitre I : présentation de la ville

I.1.Introduction	1
I.2.Situation géographique du site	1
I.3.Développement de l'agglomération	2
I.4.Situation climatique	2
I.4.1.le climat	2
I.4.2.La pluviométrie	2
I.4.3.La température	3
I.4.4.L'évaporation	4
I.4.5.Vents	5
I.4.6. L'ensoleillement	6
I.4.7.Humidité relative	6
I.5.Topographie	7
I.6. sismicité de la région	7
I.7.Infrastructure de la zone d'étude	7
I.7.1. Infrastructure socio-économique	7
I.7.2. Infrastructure hydraulique	7
I.7.2.1 .Infrastructures d'Alimentation en Eau potable (AEP)	7
I.7.2.2.Infrastructures d'assainissement.....	8
I.7.3 .Situation démographique	9
Récapitulation.....	10

Chapitre II : Bilan exhaustif de pollution

II.1. Introduction	11
II.2.Définition de la pollution	11
II .3.Origi ne des eaux usées	11
II. 3.1. Les eaux usées domestiques	11
II.3.1.1. Eaux de cuisine	11
II.3.1.2. Eaux de buanderie	11
II.3.1.3. Eaux vannes	12
II.3.2. Les eaux usées industrielles	12
II.3.3. Les effluents agricoles	12
II.3.4. Les eaux de ruissellement	12
II.4.Composition des eaux usées	13
II.5.la pollution des eaux usées	13

II.5.1 Les différents types de pollution	13
II.5.1.1. La pollution chimique	13
II.5.1.2 La pollution organique	14
II.5.1.3. La pollution radioactive	14
II.5.1.4. La pollution thermique	14
II.5.1.5. La pollution microbienne	14
II.5.1.6. La pollution minérale	14
II.5.1.7. La pollution agricole	14
II.5.1.8. La pollution par les hydrocarbures	15
II.5.2. Caractéristiques des paramètres de pollution à étudier	15
II.5.2.1. Les paramètres physiques	15
II.5.2.1.1. La température	15
II.5.2.1.2. L'odeur	15
II.5.2.1.3. La couleur	15
II.5.2.1.4. Les matières en suspension (M.E.S)	16
II.5.2.1.5. Matières minérales	16
II.5.2.1.6. Matières décantables et non décantables	16
II.5.2.2. Les paramètres chimiques	16
II.5.2.2.1. Le PH	16
II.5.2.2.2. l'oxygène dissous	17
II.5.2.2.3. La demande biochimique en oxygène (DBO5)	17
II.5.2.2.4. La demande chimique en oxygène (DCO)	17
II.5.2.2.5. Les nutriments	18
II.5.2.3. paramètres microbiologiques	19
II.4. Les normes de rejet	19
Conclusion.....	20

Chapitre III: choix de procédé de traitement

III.1. Introduction	21
III.2. Les procédés d'épuration des eaux usées	21
III.2.1. Le relevage	22
III.2.2. Les prétraitements	22
III.2.2.1. Le dégrillage	22
III.2.2.2. Le dessablage	22
III.2.2.3. Le dégraissage-déshuilage	23
III.2.3. Décantation primaire	24
III.2.4. Les traitements secondaires	24
III.2.4.1. Les traitements physico-chimique	25
III.2.4.1.1. Les avantages et les inconvénients de traitement physico-chimique	25

III.2.4.2.Les traitements biologiques	27
III.2.4.2.1 .Les procédés biologiques extensifs.....	27
III.2.4.2.2.Les procédés intensifs	29
III.3.Choix de procédé d'épuration.....	33
III.4.Généralités sur l'épuration par boues activées (cultures libres)	34
III.4.1 .Composants d'une station par boues activées	34
III.4.2.Classement des procédés par boues activées.....	34
III.4.3.Etapes de traitements :	35
Conclusion:	38

Chapitre IV : Conception et dimensionnement des ouvrages

IV. 1.Introduction	39
IV .2. Etude des caractéristiques des eaux usées	39
IV.2.1. Prélèvement et échantillonnage	39
IV .2.2.Paramètres analysés	39
IV.2.3.Les méthodes d'analyses utilisées	39
IV.2.4. Les normes de rejet	40
IV.2.5. Résultats analytiques et interprétations	40
IV. 3.Calculs de base pour le dimensionnement	41
IV.3.1. Estimation des débits	42
IV.3.1.1.Le débit journalier	42
IV.3.1.2.débit moyen horaire	42
IV.3.1.3.Le débit diurne	43
IV.3.1.4.le débit de pointe	43
IV .3.2. Evaluation des charges polluantes	44
IV .4. les prétraitements	45
IV.4.1. Dégriilleur	45
IV.4.1.1. Formules et lois permettant le dimensionnement	46
IV.4.2. Dessableur - dégraisseur.....	48
IV.4.2.1.Calcul du Dessableur - dégraisseur.....	48
IV.4.2.2. Base de dimensionnement du dessableur.....	48
IV .4.2.3. Critères de dimensionnement pour le dessableur.....	49
IV.4.2.4. Critères de dimensionnement pour le dégraisseur.....	49
IV .4.2.5. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur	51
IV.5.traitement primaire.....	52
IV .5.1 .Classification de décanteurs	52
IV .5.1.1 .Décanteurs statiques sans raclage	52
IV .5.1.1.1 .Décanteurs coniques ou cylindro-coniques	52
IV .5.1.1 .2.Décanteurs statique à flux horizontal	53

IV .5.1.2.Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues	53
IV .5.1.2.1 .Décanteurs circulaires	53
IV.5.1.2.2.Décanteurs longitudinaux rectangulaires	53
IV.5.1.3.Choix du décanteur primaire	54
IV.5.2. Dimensionnement du décanteur primaire	54
IV .5.2.1 .Données pour le calcul du décanteur	54
IV .5.2.2.Calcul de la quantité des boues éliminées.....	56
IV .6.Traitement secondaire (biologique).....	57
IV .6.1 .Etude de la variante à moyenne charge	57
IV .6.1.1.Horizon 2025	58
IV.6.1 .2.Horizon 2040	66
IV .6.2.Etude de la variante à faible charge	67
IV .6.2.1 .Horizon 2025	68
IV.6.2.2.Horizon 2040.....	73
IV.7.La désinfection	74
IV.7.1. Horizon 2025.....	75
IV .7.1.1 .Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore	75
IV.7.1.2.La quantité d'hypochlorite nécessaire	75
IV.7.1.3.La quantité annuelle d'hypochlorite	75
IV.7.1.4. Dimensionnement du bassin de désinfection.....	75
IV.7.2.Horizon 2040.....	75
IV.7.2.1.La quantité d'hypochlorite nécessaire.....	75
IV.7.2.2.La quantité annuelle d'hypochlorite	76
IV .7.2.3.Dimensionnement du bassin de désinfection	76
Chapitre V : Traitement des boues	
V.1.Introduction	77
V.2.Variante à moyenne charge	77
V.2.1 .Dimensionnement pour Horizon 2025	77
V.2.1.1 .Dimensionnement de l'épaississeur.....	77
V.2.1 .2.Dimensionnement du digesteur.....	78
V.2.1.3.Dimensionnement des lits de séchage	80
V.2.2.Dimensionnement pour Horizon 2040.....	81
V.2.2.1 .Dimensionnement de l'épaississeur.....	81
V.2.2.2.Dimensionnement du digesteur.....	82
V.2.2.3.Dimensionnement des lits de séchage	84
V.3.Variante à faible charge.....	85
V.4.Conclusion.....	86

Chapitre VI : Calcul hydraulique

VI.1.Introduction.....	87
VI.2.Emplacement des ouvrages dans le site de la station	87
VI.3.Déversoir d'orage.....	87
VI. 3.1 .Dimensionnement du déversoir d'orage	88
VI.4.Dimensionnement de la conduite de fuite	89
VI.5.Profil hydraulique.....	89
VI.5. 1 .Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages.....	89
VI.5.2.Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration	89
VI.5.2.1 .Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	90
VI.5.2.2.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges	90
VI.5.2.3.Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages	91
Conclusion	93

Chapitre VII : Gestion et exploitation

VII.1. Introduction	94
VII.2. AMENAGEMENT SPECIAUX.....	94
VII.3. Missions	95
VII.3.1.Exploitation	95
VII.3.2.Maintenance.....	95
VII.3.3.Laboratoire	95
VII.3.4.Moyens matériels.....	95
VII.3.5.Organigramme.....	96
VII.3.6.Organigramme des moyens humains.....	97
VII.4. Entretien des ouvrages.....	97
VII.4.1.Le dégrilleur	97
VII.4.2.Le déssableur- déshuileur.....	97
VII.4.3.Le bassin d'aération.....	98
VII.4.4.Clarificateur.....	98
VII.4.5.Epaississeur	98
VII.4.6.Désinfection des eaux épurées.....	98
VII.4.7.Lits de séchage.....	98
VII.5. Contrôle de fonctionnement.....	98
VII.6. Mesure de paramètres de fonctionnement de la station.....	99
VII.7. Formation dans le recyclage du personnel.....	100
Conclusion	100

Conclusion générale

Bibliographie	
<i>Annexe</i>	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N°01: les moyennes mensuelles des précipitations	3
Tableau N°02: les moyennes mensuelles de la température (période : 1984-2001)	3
Tableau N°03: moyennes mensuelles et annuelle de l'évaporation (période : 1984-2001)	4
Tableau N°04: les valeurs mensuelles moyennes des vitesses du vent (période : 1994-2001) ...	5
Tableau N°05: moyennes mensuelles d'ensoleillement (période : 1994-2001)	6
Tableau N°06: la distribution mensuelle moyenne de l'humidité	6
Tableau N°07: caractéristiques de forages existants.....	8
Tableau N°08: population future du centre urbain	9
Tableau N°09: le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)	18
Tableau N°10: Les normes de rejets	20
Tableau N°11 : Les différents types du dégrillage par rapport à l'espacement	22
Tableau N°12: classement des procédés par boues activées	35
Tableau N°13: Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution	40
Tableau N°14: Résultat des analyses	40
Tableau N°15: moyenne des résultats d'analyses des trois compagnes	41
Tableau N°16: le rapport de DCO/DBO	41
Tableau N°17: Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement	45
Tableau N°18 : Résultats du dimensionnement des grilles	48
Tableau N°19: Dimensions du déssableur-déshuileur	50
Tableau N°20: Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}	54
Tableau N°21 : charge massique en fonction de a'	60
Tableau N°22: Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge	66
Tableau N°23: Les résultats de l'horizon 2040 à faible charge	73
Tableau N°24: Calcul des ouvrages de traitement à faible charge	85
Tableau N°25: Côtes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station	89
Tableau N°26: Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station	90
T a b l e a u N ° 2 7 : R é c a p i t u l a t i f d e s r é s u l t a t s ..	93

LISTE DES FIGURES

Figure N°01: Plan de situation de la wilaya de Relizane	2
Figure N°02: Moyennes mensuelles des précipitations	3
Figure N°03 : Moyennes mensuelles des températures en (°C).....	4
Figure N°04 : Moyennes mensuelles de l'évaporation	5
Figure N°05 : Moyennes mensuelles de la vitesse de vent	5
Figure N°06 : Moyennes mensuelles de l'ensoleillement.....	6
Figure N°07 : Moyennes mensuelles d'humidité relative	7
Figure N°08 : Chaîne de traitement d'une eau usée	21
Figure N°09 : un dégrilleur mécanique	22
Figure N°10 : Dessableur cylindro-coniques a admission tangentielle.....	23
Figure N°11 : Déshuilage par écumage des graisses.....	24
Figure N°12 : Traitement physico- chimique.....	26
Figure N°13 : Schéma d'une filière de lagunage naturel type.....	29
Figure N°14 : Lit bactérien	30
Figure N°15 : Disque biologique	31
Figure N°16 : Schéma d'un traitement par boues activées	33
Figure N°17 : Décanteur cylindro-conique.....	52
Figure N°18 : Décanteur flocculateur avec entraînement périphérique du pont	53
Figure N°19 : Décanteur longitudinal à pont racleur.....	54

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Vue en plan de la station

Planche N°02 : Profil hydraulique

Planche N°03 : Les ouvrages de traitement des eaux dans une station d'épuration

Planche N°04 : Les ouvrages de traitement des eaux dans une station d'épuration

Planche N°05 : carte de situation géographique de la future station d'épuration

Introduction générale

La pénurie de l'eau dans le monde, et la gestion des ressources en eau constituent l'un des problèmes les plus cruciaux du 21^{ème} siècle. En effet l'eau consommée ne disparaît pas, elle est restituée au milieu naturel après avoir subi divers types de pollution d'origine industrielle, domestique ou agricole. Sans traitement préalable, cette eau est une menace aussi bien pour les nappes et les eaux superficielles que pour l'environnement.

L'épuration des eaux résiduaires est donc un moyen essentiel pour la lutte contre la pollution puisqu'il consiste à réduire ou même supprimer la nuisance des produits rejetés dans le milieu naturel. Le problème est complexe car l'épuration doit tenir compte de, non seulement de la nature des eaux brutes mais aussi de qualité du milieu récepteur.

Il est facile de comprendre qu'on ne traitera pas de la même façon une eau résiduaire destinée à être rejetée dans un lac, dans un fleuve, dans une rivière pouvant servir en aval à l'alimentation en eau potable ou dans la mer.

Actuellement, le rejet des eaux usées de la ville de AMMI MOUSSA se déverse directement dans Oued Rhiou qui se trouve à l'aval du barrage GARGAR sans aucun traitement préalable.

Notre travail consiste à la conception d'une station d'épuration par boues activées, afin de traiter les eaux usées et par conséquent résoudre les désagréments engendrés par ces derniers. Notre étude a été réalisée selon un plan subdivisé en différentes parties à savoir :

- La présentation de la ville de AMMI MOUSSA ;
- Une recherche bibliographique portant sur la pollution des eaux et les différentes techniques d'épuration existantes en mettant en évidence leurs efficacités ;
- Dimensionnement de la station d'épuration pour deux horizons 2025 et 2040 en se basant sur les analyses de l'eau effectuées par le DHW ;
- Le calcul hydraulique relatif à cette station.

Chapitre I :

Présentation De La Ville

Chapitre I : présentation de la ville :

I.1 .Introduction :

La ville de AMMI MOUSSA (willaya de Relizane) rejette ses eaux usées sans aucun traitement dans l'oued Rhiou qui alimente le barrage de GARGAR « source d'alimentation en eau potable de la ville d'Oran ».

Le régime fluvial de oued Rhiou ne permet pas l'autoépuration pendant la période d'été, c'est aussi que les eaux usées de AMMI MOUSSA devant déversé inévitablement à leurs états brutes dans le barrage de GARGAR causant par conséquent l'altération de ses eaux. La plupart des micro-organismes à l'origine des grandes épidémies hydriques sont d'origine fécale ; il est donc nécessaire de protéger les ressources afin d'éviter tout risque sanitaire, cette protection se fera par l'implantation d'une station d'épuration.

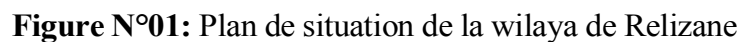
Pour cela, on essayera de mieux connaître la zone d'étude à travers les données disponibles concernant le site.

I.2.Situation géographique du site :

La commune de AMMI MOUSSA dépend administrativement de la wilaya de RELIZANE, et se situe à l'Est de la wilaya. qui s'étend sur une superficie totale de 173,55 Km², dont 158,75Km² pour les zones rurales et 14,80 Km² pour le centre ville.

Elle est délimitée par :

- Au Nord : commune de lahlef etouldja.
- Au Sud : commune de d'ain tarik.
- A l'est : commune de Ramka et souk el had.
- A l'ouest : commune d'ouled yaich.



La ville de AMMI MOUSSA est caractérisée par sa vocation agricole favorisée et d'un degré moins important de développement industriel éventuel .En ce qui concerne le développement de l'habitat, ce secteur a tendance à se densifier vu les contraintes naturelles et les servitudes qui s'imposent à son extension.

I.4.1.le climat :

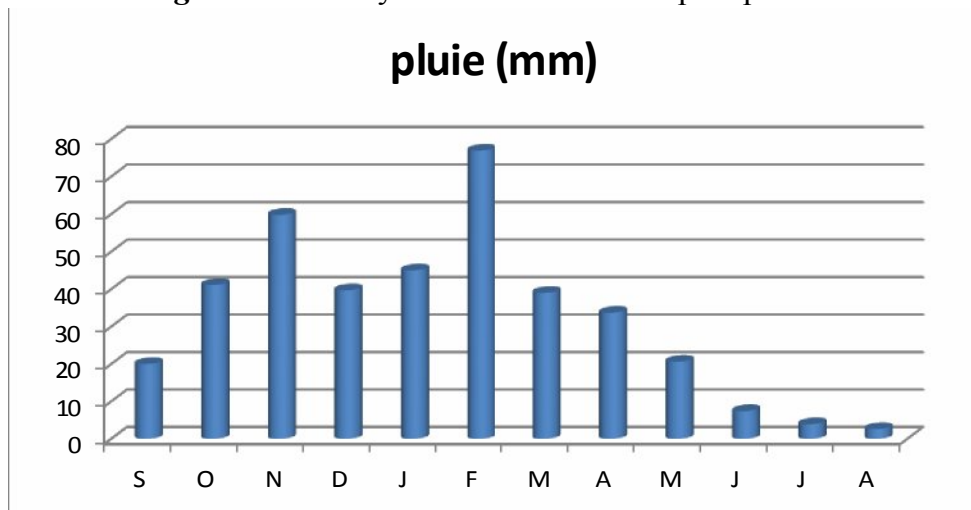
I.4.2.La pluviométrie :

2

Tableau N°01 : les moyennes mensuelles des précipitations (période : 1984-2001)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total années
pluie (mm)	20	41.1	59.8	39.7	45	76.9	39	33.7	20.6	7.4	3.9	2.6	389,7

Source : ONM

Figure N°02: Moyennes mensuelles des précipitations

L'analyse des données pluviométriques montre que la hauteur maximale des précipitations est enregistrée au mois de février (76.9mm), tandis que le minimum est atteint au mois d'Aout (2.6mm)

I.4.3.La température :

La température est un élément très important pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.

Les valeurs des températures moy, max et min sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°02 : les moyennes mensuelles de la température (période : 1984-2001)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy annuelle
Tmoy (C°)	21.7	18.7	16.8	15.3	15.4	13	14.4	16.7	18.6	22.1	24.1	25.2	18.5
Tmax (C°)	32.1	26.7	20.3	16.7	16	17.5	21.5	22.9	26.8	32.8	37.5	36.7	25.6
Tmin (C°)	18.4	14.8	9.7	7.2	5.8	6.4	8.5	9.7	13.3	17.9	21.1	21.3	12.9

Source : ONM

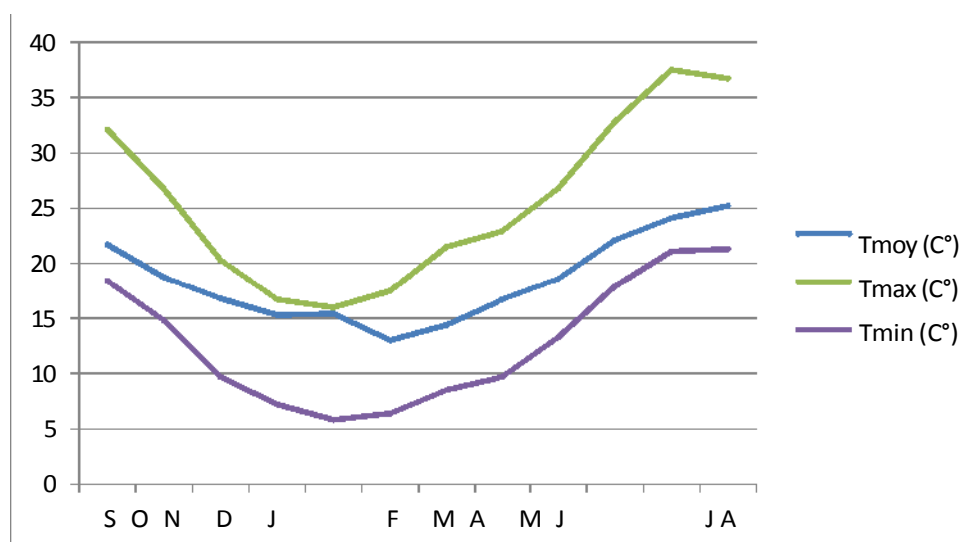


Figure N°03 : Moyennes mensuelles des températures en (°C)

L'analyse du tableau montre que les plus hautes températures sont enregistrées entre le mois de juin et septembre avec un maximum atteint au mois d'Aout (25.2°C) ; le minimum est atteint au mois de février (13.0°C). la température moyenne annuelle est de 18.5 °C et de ce fait, nous la considérons comme une température favorable au bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.

I.4.4.L'évaporation :

Tableau N°03 : moyennes mensuelles et annuelle de l'évaporation (période : 1984-2001)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy annuelle
Evaporation (mm)	225	146	95	71	64	78	118	155	211	273	344	338	176.5

Source : ONM

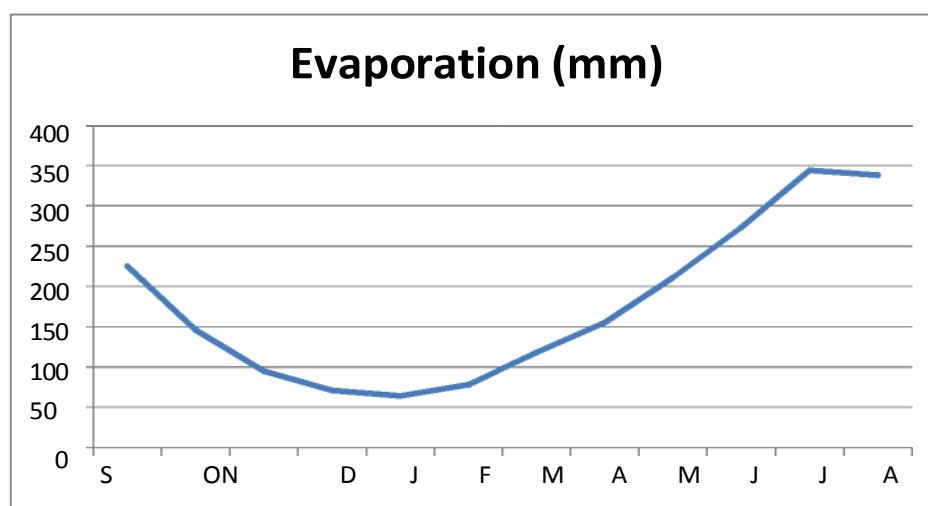


Figure N°04 : 0 RI11ne1/1 71sXeDAVE114T ESRL EFIRQ

I.4.5.Vents :

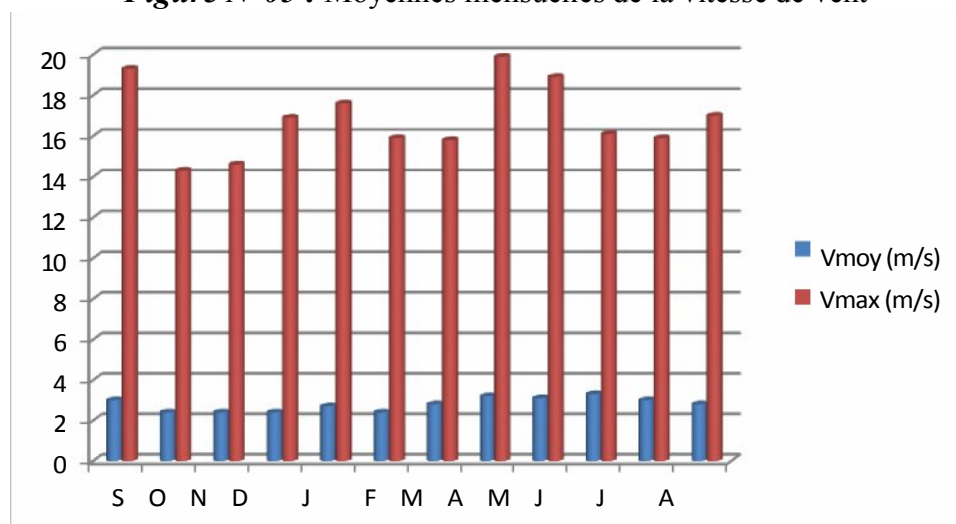
Le tableau ci-après montre les variations des vitesses moyennes et maximales des vents.

Tableau N°04 : les valeurs mensuelles moyennes des vitesses du vent (période : 1994-2001)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy annee
Vmoy (m/s)	3	2.4	2.4	2.4	2.7	2.4	2.8	3.2	3.1	3.3	3	2.8	2.8
Vmax (m/s)	19.3	14.3	14.6	16.9	17.6	15.9	15.8	19.9	18.9	16.1	15.9	17.0	16.8

Source : ONM

Figure N°05 : Moyennes mensuelles de la vitesse de vent



Les directions dominantes des vents dans la région sont de l'Ouest en hiver et du Nord-Est en été.

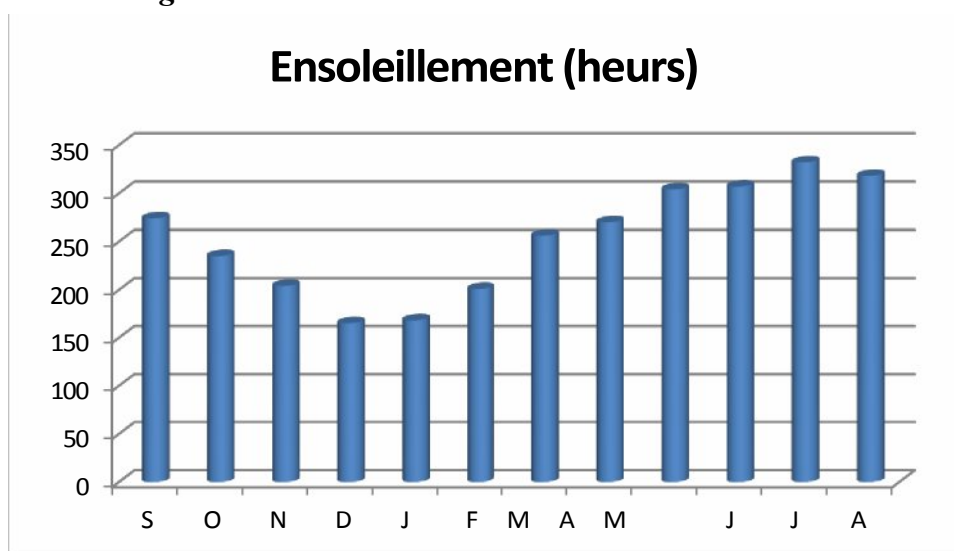
I.4.6. L'ensoleillement :

Ce facteur est primordial pour le bon fonctionnement G'Xn ▶ CAPI G'pSXrIIIRQ les valeurs P R IITINEP IIsXIIIIsIGI l'InsRIIIAIP ILYiIx SUP p IQ HIXrIAIsRWGRClpIN GEWFIDERIaX suivant

Tableau N°05 : P R InnIAIP InsXIEIs G'InsRIIIIOIP Int (période : 1994-2001)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy annuelle
Ensoll (heures/mois)	274	235	204	165	168	201	256	270	304	307	332	318	252.8

Source : ONM

Figure N°06 : 0 R IIInIN P IVXIIIIR GIR'IIIsRIIIIOIP ITt**I.4.7. Humidité relative :**

Le climat dans la commune de Ammi Moussa est presque sec à forte variation annuelle, la sécheresse est particulièrement grande du mois de juin au mois d'IS RXt surtout aux heures chaudes de la journée.

/ INNIIXLI GIAKXP IGItp IRWIISIpAIntpIs GDWI IERIIX Ti-dessous :

Tableau N°06 : la distribution mensuelle moyenne GIICKXP iGitp

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Hr (%)	79	77	72	Eli	Eli	49	46	Eli	56	Eli	Eli	Eli

Source : ANRH

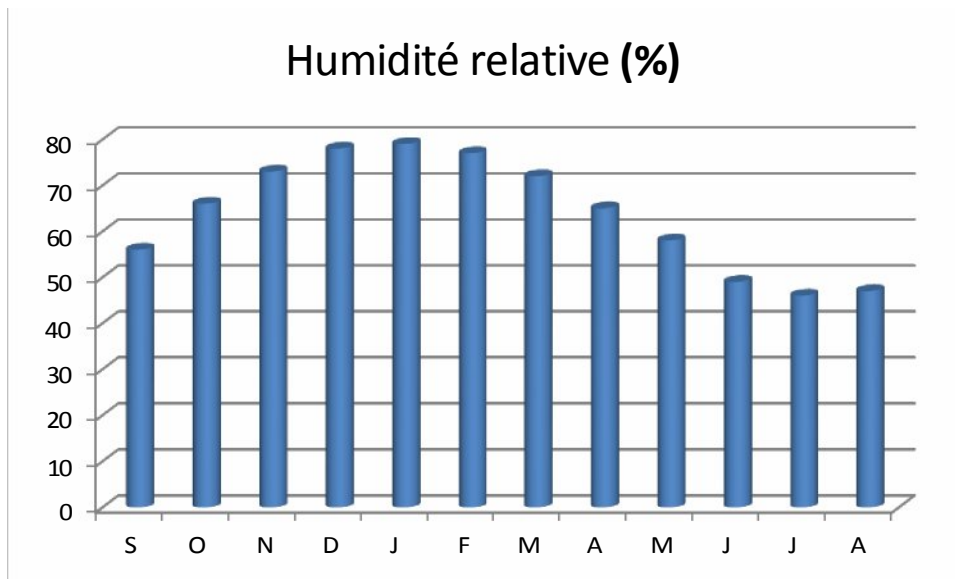


Figure N°07 : Moyennes mensuelles d 'humidité relative

I.5.Topographie :

La ville de Ammi Moussa est mal desservie en infrastructure routière, ceci est dû à sa situation enclavée dans un site montagneux (le massif d'EL Ouarsenis).

Les terrains de la région présentent une moyenne pente (2 à 5%).

I.6. sismicité de la région :

La ville de Ammi Moussa est située dans une zone où la tectonique est encore active. Le site de travail est classé en zone IIb ainsi toute construction est assujettie aux respects des règles parasismiques.

I.7.Infrastructure de la zone d'étude :

I.7.1. Infrastructure socio-économique :

Le groupement des communes dispose d'un ensemble d'équipements nécessaires à son fonctionnement et à la prise en charge des besoins quotidiens des populations. La majorité de ces équipements (éducation, santé, administration, sport, services et commerces) est concentrée au niveau du chef-lieu.

I.7.2. Infrastructure hydraulique :

I.7.2.1 .Infrastructures d'Alimentation en Eau potable (AEP) :

> Les ressources :

Cette partie a pour objet, l'étude des ressources en eau souterraines. En effet, la ville de Ammi Moussa est alimentée à partir d'une batterie de forages au nombre de cinq (05) dont le forage n°2 n'est pas considéré (forage à l'arrêt).

Tableau N°07 : caractéristiques de forages existants

Forage	Diamètre (mm)	Profondeur (m)	Débit max (l/s)	Débit d'expl (l/s)
N° 01	300	120	27.5	10
N° 02	300	120	32	Arrêt
N° 03	300	120	55	10
N° 04	300	120	45	25
N° 05	300	100	30	15

Source : DHW

> Station de pompage :

Pour véhiculer l'eau des forages vers les ouvrages de stockage ou directement vers le réseau de distribution, il est nécessaire d'installer des pompes immergées.

> Ouvrages de stockage :

La capacité de stockage de Ammi moussa est suffisante si le remplissage des réservoirs est assuré. LA ville de Ammi Moussa possède cinq (5) réservoirs cumulant un volume global de 4800 m³ (2000+1 000+1 000+700+1 00).

> Equipements des réservoirs :

L'alimentation des châteaux d'eau est assurée par les différents forages.

Chaque forage est équipé hydrauliquement par différentes conduites telles que :

- conduite de trop plein ;
- conduite de vidange ;
- conduite d'arrivée (d'amenée) ;
- conduite de distribution ;

> Distribution :

L'agglomération Chef-lieu de Ammi Moussa est alimentée par un réseau d'alimentation en eau potable de type ramifié (le relief du terrain accidenté) avec un taux de raccordement de 100%.

Le réseau est alimenté gravitairement à partir des châteaux d'eau, les conduites sont généralement en Acier Fibro-ciment, P.V.C et P.E.H.D .Les diamètres des conduites varient de 63 mm à 150 mm.

I.7.2.2. Infrastructures d'assainissement:

Les effluents liquides de la ville de AMMI MOUSSA sont issus d'un réseau de type unitaire d'un linéaire de 36.400 ml avec un taux de raccordement de 98%.

Toutes les eaux usées se déversent dans Oued Rhiou au niveau de cinq (05) points de rejets.

Ce réseau répond aux exigences et normes techniques générales, l'ensemble des eaux sont collectées dans des collecteurs principaux de diamètre important compris entre 300 et 1800 mm.

I.7.3 .Situation démographique :

D'après le dernier recensement effectué par l'A.P.C de AMMI MOUSSA, il a fourni le chiffre de 29880 habitants, pour l'année 2008.

Pour une estimation de l'évolution à différents horizons ainsi qu'à l'horizon d'étude qui est l'an 2040, le taux d'accroissement est de 3 % ;

Le calcul se fait par la formule du taux d'accroissement exponentiel

P_n : population future

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

n : nombre d'années.

T : taux d'accroissement = 3 %

Tableau N°08 : population future du centre urbain

Horizons	2008	2013	2025	2030	2040
Population de AMMI MOUSSA	29880	34639	49387	57253	76943

Récapitulation

A l'issue de cette phase de l'étude intitulée <<présentation de la ville >>, nous avons retenus les principaux points suivants :

- Le climat de la zone d'étude est de type semi-aride
- On distingue deux saisons :
 - une saison caractérisée par des températures supérieures à 20°C (de Juin à Octobre);
 - une saison où les températures ne dépassent pas les 20°C

Durant ces saisons, les paramètres climatologiques varient comme suit :

- La vitesse du vent dans la région montre une stabilité tout au long de l'année.

En effet, le maximum est atteint au mois de juin, le minimum est atteint aux mois d'octobre, novembre, décembre et février. La moyenne annuelle est de 2,8m/s . En résumé, la région se caractérise par des vents dominants d'Ouest et du Nord-Est.

- La ville de AMMI MOUSSA est alimentée en eau potable a partir des forages .
- La dotation est de 150 l/hab/j pour une population en 2013 égale à 34639 et à long terme esti mé à 76943 hab en 2040 ;
- Précipitation moyenne annuelle est de 390,4mm et l'évaporation moyenne annuelle et de 176,5mm ;

Le réseau d'assainissement existant est de type unitaire couvrant la totalité de l'agglomération urbaine, avec un taux de raccordement de l'ordre de 98 %.

Chapitre II :

Bilan exhaustif de pollution

Chapitre II : Origines et natures des eaux usées.**II.1. Introduction :**

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

II.2.Définition de la pollution :

Un corps d'eau (plan d'eau, cours d'eau...) est considéré comme étant pollué lorsque sa composition et son état sont directement ou indirectement modifiés par l'activité de l'homme dans une mesure telle qu'il se prête moins facilement à toutes ou certaines des utilisations auxquelles il pourrait servir dans son état naturel.

II.3.Origine des eaux usées :

Suivant l'origine des substances polluantes on distingue trois catégories d'eaux usées :

II. 3.1. Les eaux usées domestiques :

Elles proviennent des habitations, et sont généralement véhiculées par le réseau d'assainissement jusqu'à la station d'épuration. Elles sont particulièrement porteuses de **pollution organique**. Elles sont composées de graisses, détergents, solvants, de déchets organiques azotés ou encore de différents germes pathogènes.

Les eaux usées domestiques peuvent provenir de trois origines possibles :

II.3.1.1. Eaux de cuisine :

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

II.3.1.2. Eaux de buanderie :

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

II.3.1.3. Eaux vannes :

Les eaux-vannes sont issues des toilettes et charrient les matières fécales ou l'urine. Il s'agit d'« eaux noires », dont les impuretés sont difficiles à traiter.

Ces eaux sont très riches en matières carbonées, en azote et en phosphore, représentent un substrat adapté aux procédés du traitement biologique, mais elles peuvent contenir des éléments pathogènes (bactéries, virus, et parasites divers).

II.3.2. Les eaux usées industrielles :

Les eaux usées industrielles proviennent des usines, ateliers de fabrication et des établissements agricoles.

L'évacuation de ces eaux est soumise à une étude particulière et un traitement préalable est nécessaire dans la plupart des cas.

Les eaux usées industrielles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre.

Tous les produits ou sous-produits de l'activité industrielle se retrouvent concentrés dans l'eau :

- Matières organiques et graisses (industrie agroalimentaire, équarrissage, ...) ;
- Sels métalliques (traitement de surface, métallurgie) ;
- Acides, bases, produits chimiques divers (industrie chimique, tannerie ...)
- ; - Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques) ;
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

II.3.3. Les effluents agricoles :

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

II.3.4. Les eaux de ruissellement :

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

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

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

II.4.Composition des eaux usées :

La composition des eaux usées est extrêmement variable en fonction de leur origine (industrielle, domestique, etc.). Elles peuvent contenir de nombreuses substances, sous forme solide ou dissoute, ainsi que de nombreux micro-organismes. En fonction de leurs caractéristiques physiques, chimiques, biologiques et du danger sanitaire qu'elles représentent, ces substances peuvent être classées en quatre groupes : les micro-organismes, les matières en suspension, les éléments traces minéraux ou organiques, et les substances nutritives.

II.5.la pollution des eaux usées :

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- D'origine organique.
- D'origine microbiologique.
- D'origine minérale.
- D'origine toxique (minérale et organique).

A chacune de ces formes de pollutions correspond nécessairement une modification du milieu récepteur qui se traduit indirectement et à plus ou moins long terme, par des conséquences néfastes sur l'individu.

II.5.1 Les différents types de pollution :

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

II.5.1.1. La pollution chimique :

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

II.5.1.2 La pollution organique :

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

II.5.1.3. La pollution radioactive :

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

II.5.1.4. La pollution thermique :

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

II.5.1.5. La pollution microbienne :

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organismes vivants dans les eaux usées apportés par les excréments d'origines humaine ou animale. La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu.

II.5.1.6. La pollution minérale :

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

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

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

II.5.1.7. La pollution agricole :

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

II.5.1.8. La pollution par les hydrocarbures :

Les hydrocarbures sont divisés en deux groupes de substances :

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

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

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

II.5.2.Caractéristiques des paramètres de pollution à étudier :**II.5.2.1. Les paramètres physiques :****II.5.2.1.1. La température :**

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

- Les processus biologiques et physico-chimiques.
- La solubilité des sels et des gaz. Il est établi que la solubilité d'un gaz diminue pour une augmentation de la température. Ce phénomène est particulièrement important dans le cas de l'oxygène dissous, ainsi, l'augmentation de la température de l'eau entraîne une diminution du taux de saturation en l'oxygène, ce qui réduit la capacité d'auto-épuration.
- La multiplication des micro-organismes, affectant ainsi l'épuration biologique.

La température optimale pour l'activité des micro-organismes, épurateurs est comprise entre 20°- 30°C, au-delà, la vitesse de réaction décroît rapidement et le floc bactérien se trouve rapidement épuisé en oxygène.

II.5.2.1.2. L'odeur :

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable, par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde.

II.5.2.1.3. La couleur :

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

II.5.2.1.4. Les matières en suspension (M.E.S) :

Ce sont les matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales contenant des matières organiques et minérales.

Toutes les MES ne sont décantables, en particulier les colloïdes retenus par filtration. En général les M.E.S se subdivisent en matières volatiles (M.V.S) et en matières minérales (M.M). Les charges en matières solides apportées par les eaux brutes par habitant et par jour peuvent être estimées, en première approximation à :

- 60 à 80 g dont environ 70% de matières volatiles (réseau séparatif) .
- 70 à 90 g dont environ 65%de matières volatiles sèches (réseau unitaire).

La mesure des M.E.S permet d'apprécier la charge solide en suspension d'une eau naturelle ou résiduaire.

II.5.2.1.5. Matières minérales :

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

II.5.2.1.6. Matières décantables et non décantables :

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

II.5.2.2. Les paramètres chimiques :**II.5.2.2.1. Le PH :**

Le PH de l'eau représente son acidité ou alcalinité, ce paramètre joue un rôle important à la fois :

- Dans les propriétés physico-chimiques (acidité, agressivité).
- Dans les processus biologiques, dont certains exigent des limites très étroites de PH.
- Dans l'efficacité de certains procédés de traitement tel que la précipitation et le traitement biologique.

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

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

II.5.2.2.2. l'oxygène dissous : L'oxygène toujours présent dans l'eau, n'en est pas un élément constitutif. Sa solubilité est fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité. L'oxygène dissous conserve ses propriétés oxydantes, soit par une réaction purement chimique, soit par des phénomènes électrochimiques d'où son importance dans le phénomène de corrosion. La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10mg/l. Elle est fonction de l'origine de l'eau : les eaux superficielles contiennent des quantités relativement importantes proches de la saturation ; par contre, les eaux profondes n'en contiennent le plus souvent que quelques milligrammes par litre.

II.5.2.2.3. La demande biochimique en oxygène (DBO₅) :

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène nécessaire pendant pendant 5 jours dans des conditions données par les micro-organismes assimilateurs de certaines matières organiques pour assurer leur dégradation par voie biologique. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO₂/l).

La mesure de DBO₅ constitue un moyen valable de l'étude des phénomènes naturels de destruction des matières organiques.

Pratiquement la DBO₅ permet d'apprécier la charge du milieu considéré en substances biodégradables.

II.5.2.2.4. La demande chimique en oxygène (DCO) :

La DCO ou demande chimique en oxygène représente tout ce qui est susceptible de demander de l'oxygène, en particulier les sels minéraux oxydables (sulfures, sels de métaux,...) et la majeure partie des composés organiques, biodégradables ou non.

La détermination se fait par l'ajout à un volume connu d'échantillon, d'une quantité d'oxygène sous forme d'agent oxydant efficace comme le bichromate de potassium qui porté à ébullition pendant deux heures, conduit à l'oxydation chimique. Elle nous renseigne de cette manière sur la charge organique totale des eaux.

La notion de biodégradabilité :

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

La biodégradabilité est exprimée par le rapport : DCO / DBO

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

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

Tableau N°09 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO) [2]

Rapport : DCO/DBO	Mode de traitement
$1 < \text{DCO/DBO} < 2$	Traitement biologique
$2 < \text{DCO} / \text{DBO} < 3$	Traitement biologique avec adaptation De la couche microbienne
$\text{DCO} / \text{DBO} > 3$	Traitement physico-chimique

II.5.2.2.5. Les nutriments :

Sont les éléments chimiques tels que l'azote et le phosphore responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques. C'est pour cela que la connaissance des quantités présentes dans les eaux usées est indispensable pour le contrôle des rejet dans les milieux récepteurs.

Par ailleurs. L'azote et le phosphore sont des constituants essentiels et leur présence est indispensable pour assurer un traitement biologique des effluents urbains et industriels biodégradables.

Un rapport DBO /N /P (minimum 100/5/1) permet le développement normal des micro-organismes épurateurs aérobies.

> Le phosphore :

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

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

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

> L'azote :

Il peut être d'origine :

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

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

II.5.2.3. paramètres microbiologiques :

Les eaux usées contiennent aussi des contaminants microbiologiques (bactéries, virus pathogènes et parasites).

Le rejet des eaux usées des milieux de baignade ou de zones d'élevage de coquillage fait courir un risque pour la santé publique.

L'eau est un milieu privilégié de la transmission de maladies hydrique qui se fait par une simple injection d'eau infectée et qui peut se propager très rapidement dans les pays qui ne disposent pas de bonnes conditions d'hygiène.

II.6. Les normes de rejet :

Le tableau suivant illustre les normes de rejets dans le milieu récepteur des effluents urbains à atteindre après l'épuration :

Décret exécutif N° 06-141 du 19 Avril 2006 définissant les valeurs limites des rejets d'effluents liquides industriels.

Tableau N°10 : Les normes de rejets.

Paramètres	Valeurs	Unités
Température	30	C°
PH	5.5 - 8.5	
MES	30	mg/l
DBO5	30-40	mg/l
DCO	90-120	mg/l
Azote totale	50	mg/l
Phosphates	2	mg/l
Aluminium	5	mg/l
Cadmium	0.2	mg/l
Chrome 3 ⁺	3	mg/l
Chrome 6 ⁺	0.1	mg/l
Fer	5	mg/l
Manganèse	0.1	mg/l
Mercure	5	mg/l
Nickel	1	mg/l
Plomb	3	mg/l
Cuivre	3	mg/l
Zinc	5	mg/l
Huiles et graisses	20	mg/l
Hydrocarbures	20	mg/l
Phénols	0.5	mg/l
Solvants organiques	20	mg/l
Chlore actif	1	mg/l
Détergents	12	mg/l

Conclusion :

Les effets de la pollution des eaux deviennent de plus en plus gênants d'autant que la consommation d'eau ne cesse de croître.

Aujourd'hui 1,4 milliards d'êtres humains n'ont pas accès à l'eau potable ce qui a pour effet que 120 millions de personnes sont en permanence malade à cause de l'eau mais l'homme n'est pas seule à subir les conséquences de cette pollution qui n'a épargné ni la faune ni la flore.

C'est pour cela que les normes de rejets ont été établies pour la protection de l'environnement en général et les milieux récepteurs en particulier.

Chapitre III :

Choix de procédé de traitement

Chapitre III: choix de procédé de traitement

III.1 .Introduction :

La réduction de la pollution ou son élimination fait appel à des procédés de séparation par voie chimique, physique, biologique ou par combinaison de ces méthodes.

Le traitement en station d'épuration consiste généralement le mode le plus étendu, il est pratiqué principalement par voie biologique après avoir débarrassé l'effluent de tout ce qui peut être séparable par voie physique (physico-chimique).

L'épuration biologique restera sans doute encore longtemps, le mode de traitement le plus utilisé pour assurer l'élimination de la pollution organique biodégradable des effluents urbains, car est de loin le plus économique en exploitation. Les techniques d'épuration des eaux usées sont illustrées sur la figure suivante .

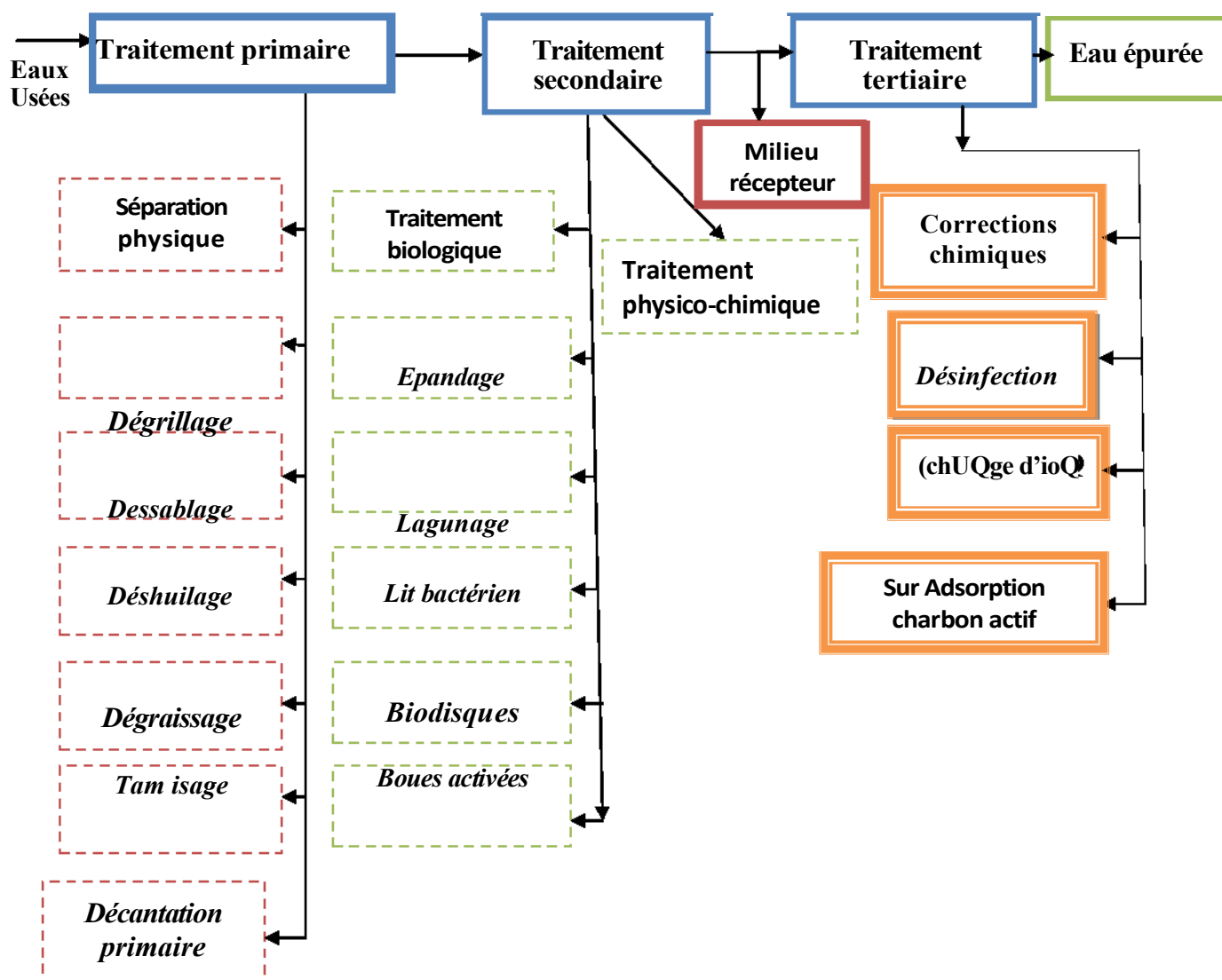


Figure N°08 : Chaîne de traitement d'une eau usée

III.2 T If SLFEbGbf G'bStLINIC GIf ITtI Etfblf :

III.2.1.Le relevage :

Une station de relèvement permet d'acheminer les eaux usées dans la station d'épuration lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution. Cette opération s'effectue grâce à des pompes ou à des vis d'Archimède.

III.2.2.Les prétraitements :

Le prétraitement consiste en un traitement mécanique pour objectif d'éliminer les déchets volumineux, sables et graisses de l'effluent brut. Ils permettent de protéger les ouvrages, de préserver les équipements et de faciliter le transfert d'oxygène au sein de la boue biologique. Il comporte généralement trois principales étapes:

III.2.2.1.Le dégrillage :

Les dégrilleurs assurent la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent il s'agit de grilles qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux qui sont transportés par l'eau usée (*FigN°09*).

Tableau N°11: Les différents types du dégrillage par rapport à l'espacement

Types	Espacement entre les barreaux
Pré dégrillage	30 à 100 mm
Dégrillage moyen	10 à 30 mm
Dégrillage fin	3 à 10 mm



Figure N°09 : un dégrilleur mécanique

III.2.2.2.Le dessablage :

L'objectif de cette opération est d'éliminer les particules denses (les grains les plus grossiers susceptibles de décanter) afin d'éviter une abrasion rapide des installations.

Le dessablage s'effectue sur des particules de dimensions supérieures à 200 mm. La vitesse de sédimentation se calcule par la loi de Stokes (chute libre). On calcule la section du dessableur de manière que la vitesse de l'eau ne descende pas au-dessous de 0,30 à 0,20 m/s ; on évite ainsi que les matières organiques se déposent en même temps que les sables (*FigN°10*).

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

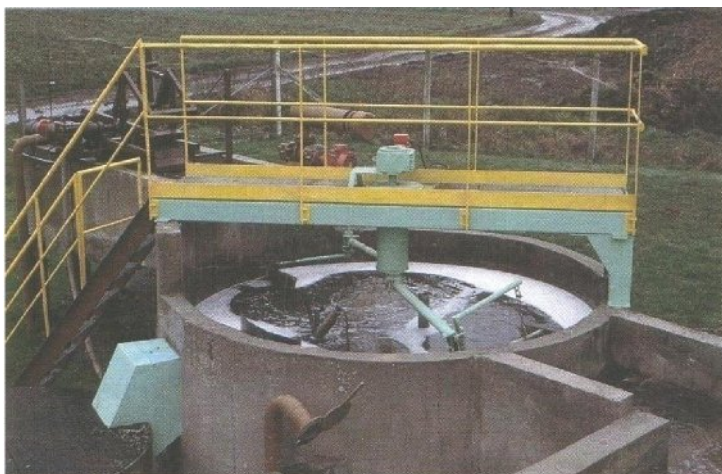


Figure N°10 : Dessableur cylindro-coniques a admission tangentielle

III.2.2.3. Le dégraissage-déshuilage :

Le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes les matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. Ces matières sont de natures très diverses et leur quantité s'estime par la mesure des « matières extractibles par solvants ». La teneur des eaux usées en matières extractibles est de l'ordre de 30 à 75 mg/l. Néanmoins, certains rejets industriels (abattoirs, laiteries...) peuvent élever ces valeurs à 300-350 mg/l.

Les huiles et graisses, lorsqu'elles ne sont pas émulsionnées, sont séparées sous forme de boues flottantes dans des ouvrages comportant une zone d'aération où les bulles d'air augmentent la vitesse de montée des particules grasses et une zone de tranquillisation où s'effectue la récupération.

Le temps de séjour dans ce type d'ouvrage est de 5 à 12 min. Le débit d'air insufflé est de l'ordre de 0,2 m³ par mètre cube d'eau et par heure. Le plus souvent, les fonctions de dessablage et de déshuilage sont combinées dans un même ouvrage qui met en œuvre les principes de fonctionnement cités précédemment (*FigN°11*).



Figure N°11 : Déshuilage par écumage des graisses.

III.2.3.Décantation primaire:

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. Ils reposent essentiellement sur le principe de la séparation des constituants solides de la phase liquide par le processus de décantation et de sédimentation.

III.2.4. Les traitements secondaires :

Les procédés biologiques sont le plus souvent utilisés pour le traitement secondaire des eaux résiduaires urbaines et industrielles. Dans leur configuration de base, ils sont essentiellement employés pour l'élimination des composés carbonés présents sous forme soluble tels que sucres, graisses, protéines etc... , pour lesquels les solutions par voie physicochimique sont souvent peu efficaces, coûteuses ou difficiles à mettre en œuvre. Ceux-ci sont nocifs pour l'environnement puisque leur dégradation implique la consommation de l'oxygène dissous dans l'eau et nécessaire à la survie des animaux aquatiques. Le but des traitements biologiques est d'éliminer la pollution organique soluble au moyen de micro-organismes, bactéries principalement. Les micro-organismes hétérotrophes qui utilisent la matière organique comme source de carbone et d'énergie, ont une double action :

La matière organique est en partie éliminée sous forme gazeuse lors de la minéralisation du carbone avec production de CO₂ dans les procédés aérobies et de biogaz (CO₂ + CH₄) dans les procédés anaérobies, et en partie transformée en particules solides constituées de micro-organismes issus de la multiplication bactérienne. Ces particules peuvent être facilement séparées de la phase liquide par des moyens physico-chimiques tels que la décantation par exemple.

Si nécessaire, la transformation des ions ammonium (**NH₄⁺**) en nitrate (**NO₃⁻**) ou nitrification peut être réalisée simultanément.

Ces procédés peuvent aussi permettre d'éliminer l'azote et le phosphore par voie biologique moyennant la mise en œuvre d'étapes supplémentaires dans la filière de traitement : mise en place d'un bassin d'anoxie, d'un bassin d'anaérobie.

III.2.4.1 .Les traitements physico-chimique :

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques ayant provoqué l'agglomération des matières colloïdales (*FigN°12*). Le traitement physico-chimique se déroule en 4 phases :

A-La coagulation :

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

B-La floculation :

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

C-La décantation :

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

D-La filtration :

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'y accumulent, il faut donc nettoyer ce milieu de façon continue ou de façon intermittente. [3]

E-Neutralisation :

Consiste à optimiser le PH des réactions précédentes par ajout d'une base (chaux).

III.2.4.1.1.Les avantages et les inconvénients de traitement physico-chimique:

Avantages:

- Généralement pour des collectivités de taille moyenne ou importante (>20000 EH) ;
- Bonne élimination des MES et du Phosphore ;

- Adaptation aux variations de charges (zone touristiques, industrielles) ;
- Insensible au non biodégradabilité des effluents.

Inconvénients:

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

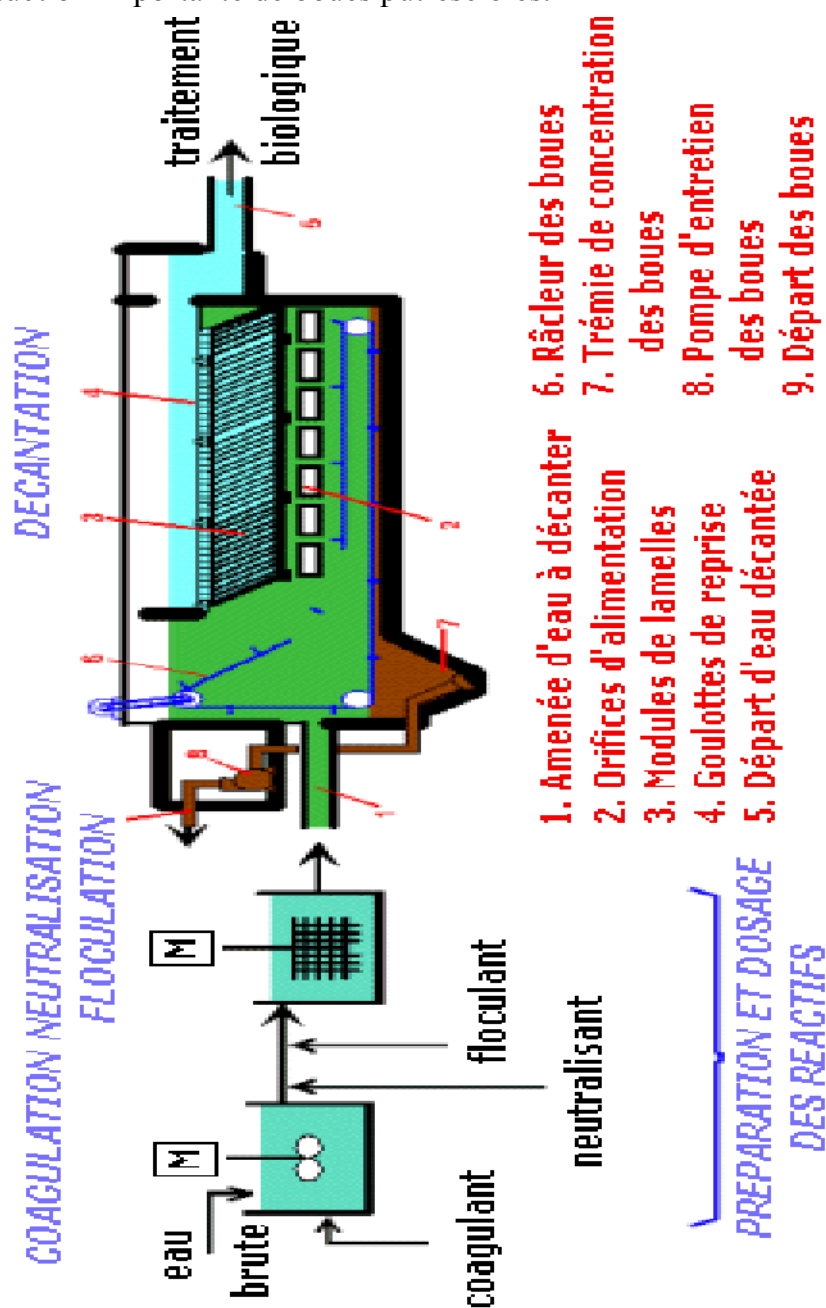


Figure N°12 : Traitement physico-chimique

III.2.4.2.Les traitements biologiques :

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

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

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

Les principaux procédés d'épuration biologique sont :

III.2.4.2.1.Les procédés biologiques extensifs :

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

Ces techniques se distinguent aussi des techniques évoquées précédemment par le fait que les charges surfaciques appliquées restent très faibles.

a- l'épandage :

Les eaux usées sont directement déversées sur le sol qui constitue le matériau support des micro-organismes épurateurs par infiltration à travers les couches filtrantes, les particules grossières seront retenues en surface tandis que les particules fines parcourent une courte distance. L'effluent, ainsi prétraité poursuit son cheminement dans le sol en y provoquant une recrudescence des activités de la biomasse responsable de la dégradation des matières polluantes qu'il véhicule

Avantages :

- Procédé simple et très économique n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation.
- Permet la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent.

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

b- Le lagunage :

Le lagunage est une technique d'épuration qui met en œuvre des bassins naturels dans lesquels séjourne l'eau à épurer pendant une période plus ou moins longue. Ci-après on a les différentes variantes de lagunage.



Le lagunage naturel :

Cette technique est la plus utilisée. Le lagunage naturel se caractérise généralement par la présence de trois bassins creusés dans le sol et disposés en série, pour une surface spécifique de 10 à 15 m² et un temps de séjour des effluents de 60 à 90 jours (**fig N°13**).

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 micro-organismes pathogènes ;
- boues peu fermentescibles ;
- raccordement électrique inutile ;
- bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

Inconvénients :

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

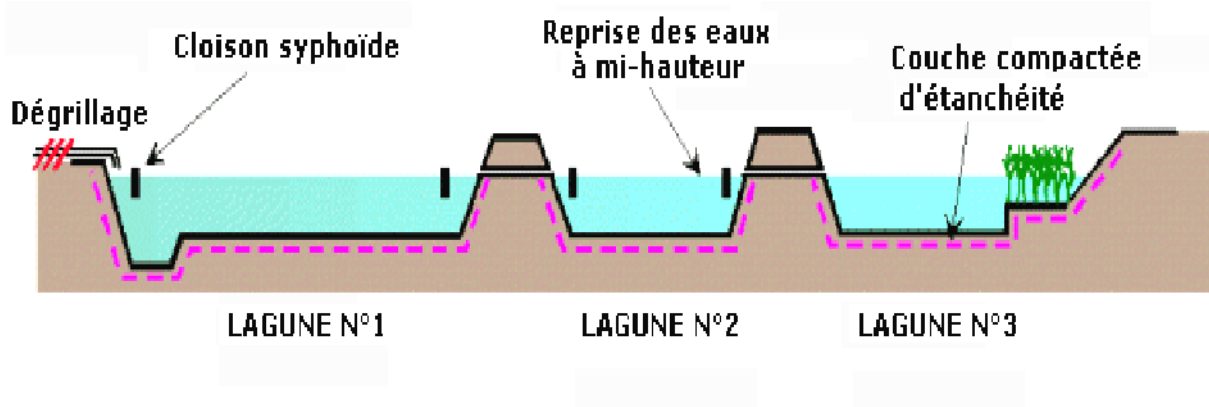


Figure N°13 : Schéma d'une filière de lagunage naturel type

Le lagunage aéré :

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

Le lagunage anaérobie :

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

lagunage de finition :

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

III.2.4.2.2. Les procédés intensifs :

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs. Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel.

a- Le lit bactérien :

L'épuration des eaux par lits bactériens, quelques fois appelé filtre bactérien ou filtre percolateur est une méthode d'épuration biologique par cultures fixées. C'est un procédé intensif de traitement qui consiste à faire ruisseler l'eau à traiter sur une masse de matériaux ,

de surface spécifique comprise entre 50 et 200 m²/m³, servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film plus ou moins épais.

Au cours de la percolation de l'eau à travers du lit, les matières organiques sont éliminées par le biofilm.

L'aération est pratiquée par ventilation forcée dans le traitement particulier d'effluents industriels. Au cours de sa pénétration dans le biofilm, l'oxygène est consommé du fait de la respiration microbienne, définissant ainsi une zone à activité aérobie ; au delà, l'activité bactérienne est anaérobie (*FigN°14*).

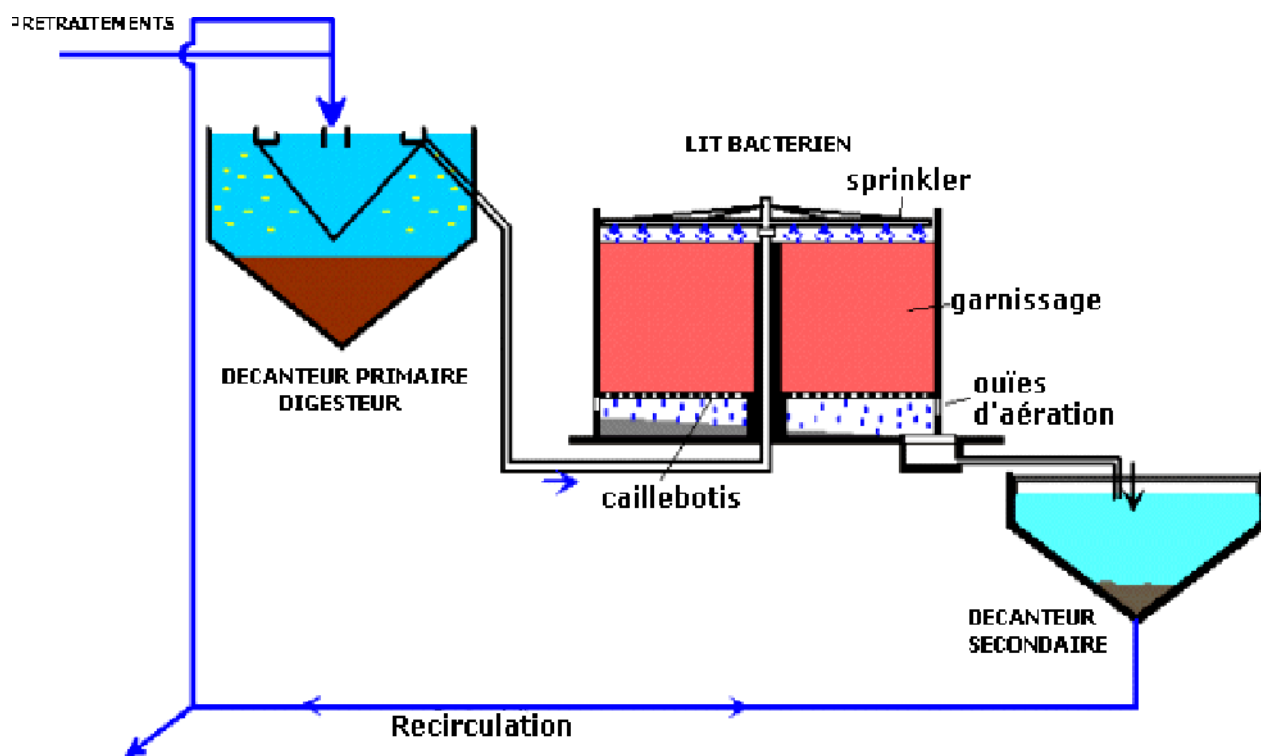


Figure N°14 : Lit bactérien

Avantages :

- > généralement adapté pour des collectivités de taille inférieure à 10 000 EH
- > faible consommation d'énergie ;
- > fonctionnement simple demandant peu d'entretien et de contrôle ;
- > peut être installé en amont d'une station à boues activées afin de déconcentrer les effluents du type agroalimentaire ;
- > bonne décantabilité des boues ;
- > plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées.

Inconvénients :

- > coûts d'investissement assez élevés ;
- > nécessité de prétraitements efficaces ;
- > sensibilité au colmatage et au froid ;
- > source de développement d'insectes (en cas de conception et/ou d'exploitation défectueuse) ;
- > boues fermentescibles ;
- > ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.

b- Le disque biologique :

Dans un système d'épuration à bio-disque la culture bactérienne est fixée sur les deux coté des disques c'est un système aérobie .les disques plonge sur la moitié (sont semi immerge) dans l'eau, dans des cuves trapézoïdale ou semi-cylindrique, l'ensemble des disques disposé parallèlement et régulièrement espacé constitue un tambour ou étage d'épuration (*FigN°15*).

Le sens de rotation des disques qui est de l'ordre de 2 tours par minute doit être dans le sens de circulation de l'eau pour deux raison:

- ne pas privé les bactéries d'oxygène par une très long immersion ($w=2 \text{ tr/min}$) due d'une faible vitesse de rotation
- éviter le détachement de la culture bactérienne soit par une vitesse de rotation très grande soit par une rotation des disques dans le sens inverse de l'écoulement.

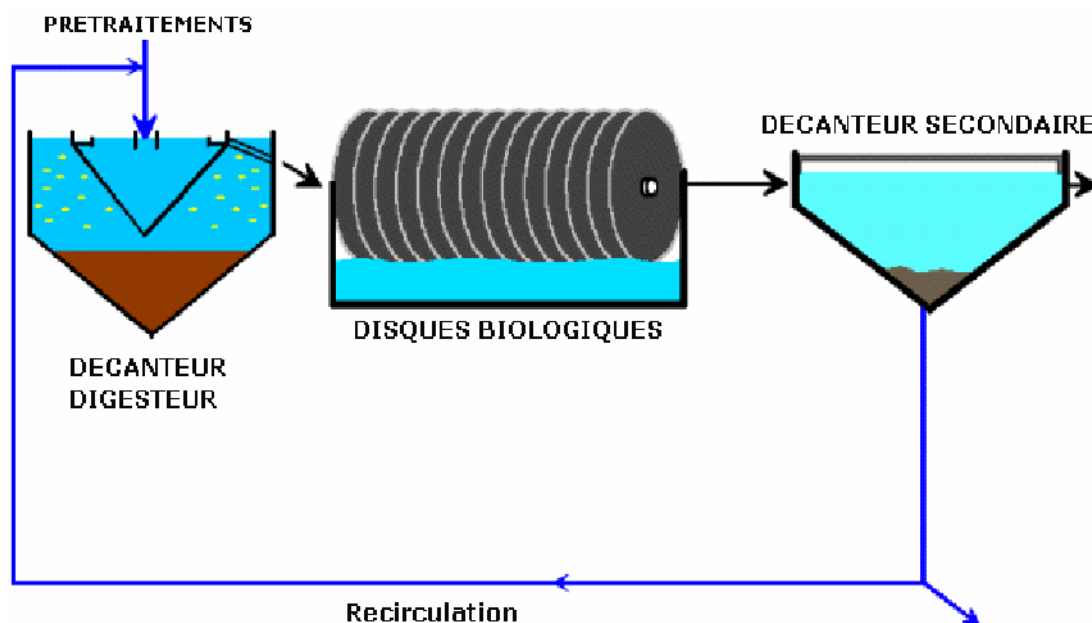


Figure N°15 : Disque biologique

Avantage :

- > généralement adaptés pour les petites collectivités ;
- > bonne décantabilité des boues ;
- > faible consommation d'énergie ;
- > fonctionnement simple demandant peu d'entretien et de contrôle ;
- > plus faible sensibilité aux variations de charge que la technique des boues activées.

Inconvénients :

- > performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées, qui tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit par conséquent permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ;
- > coûts d'investissement importants ;
- > grande sensibilité aux variations de température ce qui crée une obligation de couverture ;
- > boues putrescibles.

c- Epuration biologique par les boues activées :

/ IpSXLEDiRC SEL ERXi-NEctivées consiste à P i-ttLi-EIi-flIXECt i-C FRCtEFITiLi-FVEvi-F XC mélange riche en bactéries par brassage afin de dégrader la matière organique dissoute ou en suspension. 8 Ci- EpLEMRC IP SRLtECti-Ii-WCpFi-ME1Li-1SRXL Si-LP i-ttLi-II'EFVNItp Ei-s bEFtpLii-Ni-YEiCsT.rendre la dégradation possible.

Durant la processus O'EpLEtIRC l'i-flIXECNi-It P B i-C FRCtEFt Evi-F li-ATP IFLR-organismes

pSXLEti-XLs i-C SLpsi-CFi- O'Rx\J iCi- ARct si- dpYi-IRSSi-L EX dpSi-Cff i-s P EtliLi-NERdpJ LEdeEli-s

formant des flocons décantables qui seront éliminés dans le clarificateur, en ce qui concerne les boues décantées une partie sera renvoyée i-C tMi- Ei- NEAIRC i-INIEXtLi- SELtii-Ai-LE i-CvR pi- vi-Ls une filière de traitement des boues (*FigN°16*).

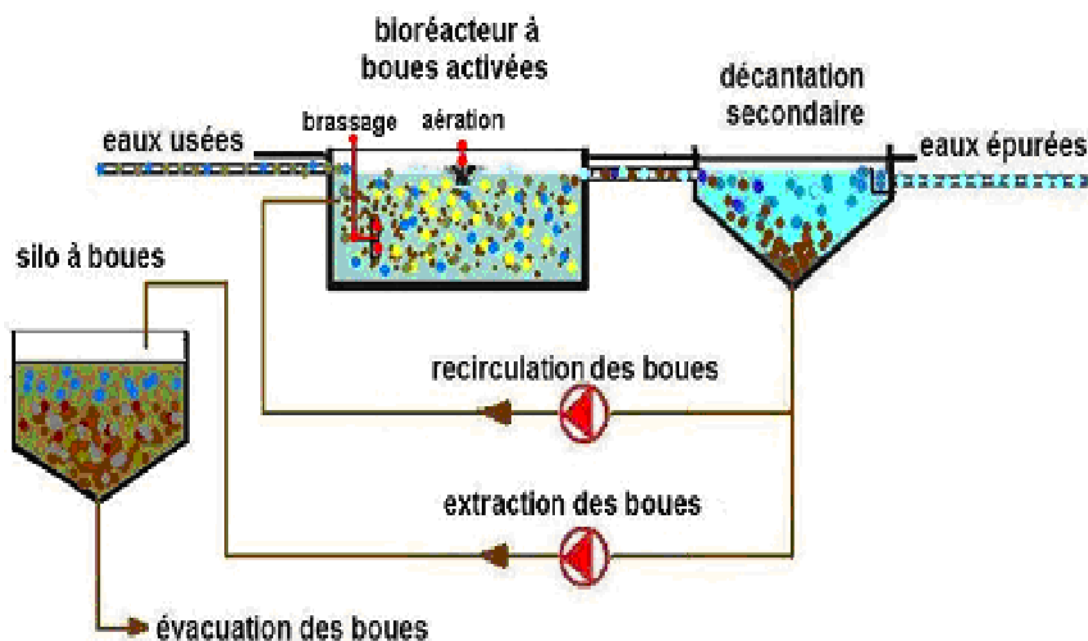


Figure N°16 : Schéma d'un traitement par boues activées

• **Avantages :**

- > Réduction de temps de séjour de la pollution et les surfaces du terrain utilisées ;
- > Plusieurs variantes de ce procédé ont été adoptées pour traiter, selon le cas, les eaux usées à forte, moyenne, et faible charge donnant des rendements assez appréciables ;
- > Recirculation de la culture bactérienne permet d'enrichir le bassin par les micro-organismes épurateurs ;
- > Faible influence de la température sur la cinétique de dégradation bactérienne.

• **Inconvénients :**

- > Les installations à boues activées sont très coûteuses vu l'équipement qu'elles contiennent (ouvrages en béton, ouvrages métalliques, appareillage électromécaniques..).
- > L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente.

III.3.Choix de procédé d'épuration:

Le choix d'une filière d'épuration doit se baser sur des critères objectifs à travers la réalisation d'une étude de faisabilité qui tient compte de l'expérience Algérienne en matière d'épuration des eaux.

Les données relatives à l'hydrographie, l'hydrologie, climatologie, relief et surtout les données socio-économiques de la zone d'étude sont des facteurs importants dans ce choix.

Quand cela est possible, les systèmes simples sont sollicités et encouragés.

L'épuration par boue activée satisfait à un grand nombre de critères de choix d'après les expériences réalisées dans les autres pays.

Pour la bonne marche de la station et la préservation de l'efficacité du traitement toute industrie future installée dans la région doit être équipée d'un système d'épuration qui traite les déchets si elles ne sont pas biodégradables.

III.4.* PCPrIXIFPNIsXIII'PSNLIMICISIIIEXesIEENEPeI (cultures libres) :

Le terme « cultures libres » regroupe les procédés où l'on provoque le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de floccs au sein du liquide à traiter.

Pour cela, on utilise un bassin brassé, pour conserver en suspension la culture, dans lequel est maintenue :

- > soit une concentration d'oxygène, pour les procédés aérobies ;
- > soit une absence d'oxygène, pour les procédés anaérobies.
- > Le procédé par « boues activées » est le plus commun des procédés par « cultures libres ».

III.4.1.83P SIAaCtsld^ANCFIstation par boues activées :

Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas :

Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.

- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épurée et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
- Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
- Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts et de favoriser la diffusion de l'oxygène.

III.4.2.Classement des procédés par boues activées :

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

a-Charge massique :

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité journalière de pollution à éliminer et la masse de bactéries épuratrices mises en œuvre. [6]

La masse bactérienne étant évaluée par le poids de MVS ($\text{Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j}$).

b-Charge volumique :

Lorsque quotidiennement, un certain poids de matières organiques exprimées en DBO₅ (kg/j) doit être transformé dans un réacteur aérobie de volume V (m³), on définit la charge volumique comme étant le rapport de la pollution apportée par unité de volume de bassin.

La charge volumique est intéressante pour le dimensionnement rapide des bassins d'aération, elle n'a aucune signification biologique (Kg DBO₅/ m³ j).

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 extraites de la station.

Tableau N°12: classement des procédés par boues activées

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO ₅ /Kg MES.j)	Charge volumique C_v (Kg DBO ₅ /m ³ .j)	Âges 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	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	$R = 80 \text{ à } 90\%$ Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	$R < 80\%$

III.4.3.Étapes de traitements :

La station d'épuration des eaux usées comprend les étapes suivantes:

- a) Les prétraitements;
- b) Bassin d'aération;
- c) Décantation secondaire ;
- d) Le traitement complémentaire ;
- e) Le traitement des boues résiduelles comprend :
 - Un épaisseur ;
 - Stabilisateur de boues (digesteur)
 - Un lit de séchage.

b-°,assJL c'Ib1atJoL

C'est le cœur de la station. Le bassin contient des micro-organismes qui, grâce à l'injection d'air, consomment la pollution dissoute et se développent. Ce mélange forme les boues activées.

Un bassin d'aération est un ouvrage généralement en béton armé, alimenté en continu par un effluent d'eau usée, dans lequel une population microbienne active est maintenue en suspension grâce à un dispositif mécanique qui assure l'homogénéisation. Et le nom de boues activées est donné aux complexes bactéries protozoaires, et matières minérales se trouvant en suspension dans les divers bassins. Dans ce bassin, les micro-organismes utilisent les matières organiques biodégradables en formant des floccs biologiques (boues activées) par apport intensif d'oxygène.

Le fonctionnement de ce bassin consiste à agiter des eaux brutes avec des boues liquides, bactériologiquement très actives dans une proportion de 15% de boues activées.

Ce procédé présente plusieurs avantages :

- Oxydation assez poussée des matières organiques ;
- Maintien de la concentration en biomasse par recyclage ;
- Procédé très résistant aux variations de températures.

c) 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 l'eau interstitielle, ou clarification, est normalement assurée par décantation.

d) Désinfection :

Après un traitement biologique et éventuellement traitement tertiaire, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des germes pathogènes en grandes quantités telles que les rejets hospitaliers...

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage au moyen de dispositifs qui créent des aérosols.

Une désinfection chimique peut être envisagée. Le réactif le plus fréquemment utilisé est l'eau de Javel, qui nécessite, pour être efficace, le maintien d'une teneur résiduelle suffisante (1 mg/l) et un temps de contact minimal de 20 mn.

L'effet désinfectant du chlore est d'autant plus efficace que la qualité de l'épuration qui précède son injection est meilleure.

e) Traitement des boues :**-Epaississement :**

Il s'agit d'une étape intermédiaire dans la diminution du volume de boues produites par la station. Cette étape est réalisée dans des epaississeurs. elle ne doit pas être confondue avec le stockage des boues sur une longue période en vue de leur épandage ultérieur. C'est le premier stade de réduction du volume des boues à traiter. Le dimensionnement et le coût d'exploitation de la chaîne de traitement des boues en sont directement dépendants.

Surface de l'ouvrage : elle est donnée par la formule suivante :

$$S = \text{quantité de boues produites par jour} / \text{charge spécifique} = X / Cs$$

Cs est compris entre 25 et 30 kg.MS/ m².j

De plus il est effectué selon deux techniques:

Epaississeurs gravitaires

Les épaisseurs gravitaires peuvent être choisis pour les stations de capacité < 1000 EH. Deux raisons essentielles militent en faveur de temps de passage réduits des boues en phase d'épaississement

- Un séjour prolongé des boues secondaires induit rapidement des phénomènes de fermentation.

- Les surnageants d'épaississeurs qui retournent en tête du traitement sont alors souvent septiques et responsables de problèmes biologiques (foisonnement, mousses) et de nuisances olfactives.

Epaississement par flottation

Chapitre III

Choix de procédé de traitement

Dans ce type d'épaississement, les fines bulles d'air forcées par dépressurisation s'accrochent aux floccs des boues. Le mélange air-matières s'élève à la surface du bassin ou il se concentre et sera éliminé par raclage de surface. L'emploi de poly-électrolyte augmente le rendement de capture des matières ainsi que la concentration de la boue épaissie.

-Lits de séchage

Ce procédé consiste à répartir les boues à déshydrater sur une surface drainante (composée de plusieurs couches de gravier et de sable de granulométries variables). Ces lits de séchage servent pour non seulement tirer partie du phénomène d'évaporation naturelle, mais l'accélérer par les rayons de soleil. Une autre variante de ce procédé consiste à mettre les lits de séchage sous couvert végétal, ce qui permet de s'affranchir des conditions climatiques. Ce procédé de séchage présente l'intérêt d'être en plus une solution de stockage des [boues.il](#) est particulièrement bien adapté aux stations d'épuration des collectivités de moins de 5000 Eqhab.

Conclusion:

Après avoir vu les différents types de traitement biologique, on propose d'adopter le processus par boue activée comme moyen de traitement pour le traitement des eaux usées de notre agglomération, et cela en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure ainsi que la disponibilité du terrain d'implantation du projet.

Chapitre IV :

Conception et dimensionnement des ouvrages

Chapitre IV : Conception et dimensionnement des ouvrages:

IV. 1.Introduction :

La station d'épuration recevra une pollution à caractère domestique prédominant. L'effluent épuré sera rejeté par la suite dans l'oued Rhiau. Le dimensionnement de la station d'épuration on se basera sur le débit rejeté et les charges polluantes véhiculées par les eaux usées.

IV.2.Etude des caractéristiques des eaux usées :

Dans cette partie, il s'agit de faire une évaluation qualitative et quantitative de la charge polluante issue des rejets des eaux usées de la ville de AMMI MOUSSA. Pour cela, nous avons procédé aux analyses des différents paramètres de pollution.

Afin de faire ressortir la composition de ces eaux usées, nous donnerons les résultats puis l'interprétation de ces analyses en considérant les paramètres de pollution les plus importants.

IV.2.1. Prélèvement et échantillonnage :

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

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

Les analyses des échantillons prélevés ont été réalisées au niveau de laboratoire régional de l'office national de l'assainissement de la wilaya de *RELIZANE*.

IV.2.2.Paramètres analysés :

Les paramètres généralement analysés sont les suivants :

- Température
- Matières en suspension (MES)
- Demande biochimique en oxygène (DBO₅)
- Demande chimique en oxygène (DCO)
- PH
- Conductivité

IV.2.3.Les méthodes d'analyses utilisées :

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

Tableau N°13 : Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution

Paramètres	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
pH	PH-mètre
Oxygène dissous	Oxymètre
Conductivité	Conductivité mètre
MES	Filtration
DCO	Bichromate de potassium
DBO ₅	Manométrique (DBO-mètre)
Phosphore, Sulfates, Chlorures	Colorimétrie
Na ; Ca ; Mg	Analyse volumétrique

IV.2.4. Les normes de rejet :

Les normes de rejets avant ou après traitement sont destinées à la protection du milieu récepteur naturel sont présentées dans le chapitre II.

IV.2.5. Résultats analytiques et interprétations :

Les résultats d'analyses des principaux paramètres enregistrés pendant les campagnes Prélèvements sont enregistrées dans les tableaux suivants :

Tableau N°14 : Résultat des analyses

Date de prélèvement : 27-01-2011									
Date D'analyse : 27-01-2011									
Paramètre	MES	PH	T°	DCO	N-NH ₄ ⁺	N-No ₂ ⁻	NT	N-O ₃ ⁻	P-PO ₄ ⁺
Unité	Mg/L	/	C°	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L
Eau Brute	424	7.02	10.7	972	58.8	1.37	64.4	1.37	6.10
Date de prélèvement : 20-02-2011									
Date D'analyse : 21-02-2011									
Paramètre	MES	PH	T°	DCO	N-NH ₄ ⁺	N-No ₂ ⁻	NT	N-NO ₃ ⁻	P-PO ₄ ⁺
Unité	Mg/L	/	C°	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L
Eau Brute	748	7.90	12	1579	108	0.13	148.8	1.43	10.8
Date de prélèvement : 17-04-2011									
Date D'analyse : 18-04-2011									
Paramètre	MES	PH	T°	DCO	N-NH ₄ ⁺	N-No ₂ ⁻	NT	N-O ₃ ⁻	P-PO ₄ ⁺
Unité	Mg/L	/	C °	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L
Eau Brute	573	7.4	13.3	1165	139.3	0.7	137	1.30	8.26

La moyenne des trois compagnes est représentée dans le tableau suivant :

Tableau N° 15: moyenne des résultats d'analyses des trois compagnes.

Paramètre	MES	PH	T°	DCO	DBO5	N-NH4+	N-NO2 ⁻	NT	N-NO3 ⁻	P-PO4 ³⁻
Unité	Mg/L	/	C°	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L	Mg/L
Eau Brute	581.67	7.44	12	1238.67	848	102.03	0.73	116.73	1.37	8.39

• **Biodégradabilité et nature du rejet :**

Les effluents biodégradables sont caractérisés par les paramètres suivants :

$$DCO/DBO < 2$$

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

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

Tableau N°16 : le rapport de DCO/DBO

Paramètres Concentrations	DCO (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	DCO/DBO ₅
Echantillon N°01	972	810	1,2
Echantillon N°02	1579	942	1,68
Echantillon N°03	1165	792	1,47

Les valeurs du rapport DCO/DBO₅ sont respectivement 1,2 ; 1,68 et 1,47 pour les trois échantillons, ces valeurs sont inférieures à 2.

➤ Donc on peut dire que les rejets de la ville contiennent des matières organiques biodégradables.

D'après les résultats d'analyses des eaux résiduaires de la ville on peut conclure la nature urbaine et la biodégradabilité de la pollution de ces eaux.

D'où un simple traitement biologique donnera un bon résultat d'abattement de la charge organique.

IV. 3.Calculs de base pour le dimensionnement :

Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2025 et 2040.

IV.3.1. Estimation des débits :

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. La direction de l'hydraulique de la wilaya de Relizane a opté pour une dotation de 150 l/hab/j pour la ville de AMMI MOUSSA et le débit des équipements a été majoré par les services de la DHW RELIZANE à 20% du débit consommé par la population.

Donc pour avoir le débit consommé total on multipliera le débit consommé par la population par un coefficient égal à 1,2.

Il s'agit de déterminer :

- Le débit moyen journalier $Q_{moy,j}$ (m^3/j).
- Le débit moyen horaire $Q_{moy,h}$ (m^3/h).
- Le débit moyen diurne Q_{md} .
- Le débit de pointe par temps sec $Q_{pte, s}$.
- Le débit de pointe par temps de pluie $Q_{pte, p}$.

IV.3.1.1. Le débit journalier :

Le débit total journalier se calcule comme suit

$$Q_{moy,j} = \text{dot} \cdot N \cdot C_{rej} \cdot 1,2$$

Avec :

dot : Dotation (l/hab/j).

N : Nombre d'habitant l'horizon considéré. **C_{rej}** :

Coefficient de rejet , $C_{rej}=0.8$.

> Horizon (2025) :

$$Q_{moy,j} = 49387 \times 150 \times 0.8 \times 10^{-3} \times 1,2 = 7111,72 m^3/j$$

$$Q_{moy,j} = 82,31 l/s$$

> Horizon (2040) :

$$Q_{moy,j} = 76943 \times 150 \times 0.8 \times 10^{-3} \times 1,2 = 11079,79 m^3/j$$

$$Q_{moy,j} = 128,24 l/s$$

IV.3.1.2. débit moyen horaire :

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} =$$

> Horizon (2025) :

$$Q_{moy,h} = \frac{7111,72}{24} =$$

$$Q_{moy,h} = 296,32 m^3/h$$

$$Q_{moy,h} = \frac{11079,79}{24} \Rightarrow$$

$$Q_{moy,h} = 461,66 m^3/h$$

> Horizon (2040) :

IV.3.1.3. 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 :

$$Q_d = \text{-----}$$

Horizon (2025) :

$$Q_d = \text{-----}_{72} \Rightarrow \boxed{Q_d = 444,48 \text{ m}^3 / \text{h}}$$

> Horizon (2040) :

$$> Q_d = \text{-----}_{9.79} \Rightarrow \boxed{Q_d = 692,49 \text{ m}^3 / \text{h}}$$

IV.3.1.4. le débit de pointe :**a) En temps sec :**

On le calcule par la relation suivante :

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

> Définition du coefficient de pointe K_p :

Le débit d'eaux usées dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. C'est là qu'intervient la notion de coefficient de pointe qui permet d'estimer le pic de consommation à partir du débit moyen journalier, ce coefficient est calculé par les relations suivantes :

$$\sqrt{Q_{moy,j}} \quad \text{Si } Q_{moy} \geq 2,8 \text{ l/s.}$$

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

> Horizon (2025) :

Dans ce cas $K_p = 1,78$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_{pte,s} = 1,78 \times 82,31 \Rightarrow \boxed{Q_{pte,s} = 146,51 \text{ l/s}}$$

> Horizon (2040) :

Dans ce cas $K_p = 1,70$ d'où le

$$\text{calcul du débit de pointe : } Q_{pte,s} = 1,72 \times 128,24 \Rightarrow \boxed{Q_{pte,s} = 220,571 \text{ l/s}}$$

b) En temps de pluie :

$$Q_{pte,p} = (3 - 5) Q_{moy,j}$$

Pour notre station on optera pour une dilution de 3.

> Horizon (2025) :

Dans ce cas : $Q_{pte,p} = 82,31 \times 3$

$$Q_{pte,p} = 246,93 \text{ l/s}$$

> Horizon (2040) :

Dans ce cas : $Q_{pte,p} = 128,24 \times 3$

$$Q_{pte,p} = 384,72 \text{ l/s}$$

IV.3.2. Evaluation des charges polluantes :

Ces charges sont calculées à partir des résultats d'analyses obtenues précédemment. **a) Charge moyenne journalière**

$$DBO5 = [DBO5] \times Q_{moy,j}$$

en DBO5 :

Avec :

- **[DBO5]** : La concentration en DBO5 moyenne (Kg / m³).

-

$Q_{moy,j}$

:

Débit moyen journalier en (m³ / j).

Horizon 2025 : $DBO5 = 848 \times 10^{-3} \times 7111,7 = 6030,7 \text{ kg/j}$.

Horizon 2040 : $DBO5 = 848 \times 10^{-3} \times 1079,79 = 9395,66 \text{ kg/j}$

b) Charge moyenne journalière en MES :

Avec :

$$DCO = [DCO] \times Q_{moy,j}$$

-

[MES] : La concentration en MES moyenne (Kg / m³).

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

Horizon 2025 : $MES = 581,67 \times 10^{-3} \times 7111,72 = 4136,67 \text{ kg/j}$.

Horizon 2040 : $MES = 581,67 \times 10^{-3} \times 1079,79 = 6444,78 \text{ kg/j}$.

b) Charge moyenne journalière en DCO :

Avec :

- **[DCO]** : La concentration en DCO moyenne (Kg / m^3).

- **$Q_{\text{moy},j}$** : Débit moyen journalier en (m^3 / j).

Horizon 2025 : $\text{DCO} = 1\,238,67 \times 10^{-3} \times 71\,11,72 = 8809,07 \text{ kg/j}$.

Horizon 2040 : $\text{DCO} = 1\,238,67 \times 10^{-3} \times 1079,79 = 1\,3724,2 \text{ kg/j}$.

Tableau N° 17 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement

PARAMETRES UNITES		HORIZONS	
		2025	2040
Capacité	Eq.Hab	59264	92331
Charge hydraulique			
- journalière	m ³ /j	7111,72	11079,79
- moyenne horaire(Q _{mh}) sur 24h	m ³ /h	296,32	461,66
-Diurne horaire (Q _{md}) sur 1 6h	m ³ /h	444,4 8	692,49
- coefficient de pointe		1,78	1,72
- pointe horaire en temps sec (Q _{ps})	l/s	146,5 1	220,57
- pointe horaire en temps de pluie (Q _{pp} = 3Q _{mj})	l/s	246,93	384,72
Charge polluante			
DBO₅			
- concentration correspondante	mg/l	848	848
- charge journalière	Kg/j	6030 .70	9395.66
MES			
- concentration correspondante	mg/l	581.67	581.67
- charge journalière	Kg/j	4136.67	6444.78
DCO			
- concentration correspondante	mg/l	1238.67	1238.67
- charge journalière	Kg/j	8809.07	13724.2

IV.4. les prétraitements :

Le prétraitement englobe les opérations destinées à éliminer les éléments les plus Grossiers ainsi que les graisses et sable afin de protéger les ouvrages en aval. Les ouvrages de Prétraitement sont dimensionnés pour les deux horizons 2025 et 2040 en considérant les Débits de pluie.

IV.4.1. Dégrilleur :

L'installation du dégrillage est constituée, pour la première tranche de traitement de deux unités parallèles équipées d'une grille grossière automatique, suivie d'une grille fine.

Les refiles du dégrillage sont compactés et essorés pour réduire leur teneur en eau et limiter leur volume, puis transférés automatiquement vers les bennes de stockage.

L'installation du dégrillage doit être dimensionnée pour garantir la vitesse minimale de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe de pluie (Q_{pte, p}).

IV.4.1.1. Formules et lois permettant le dimensionnement :**• Méthode de KIRSHMER:****-La largeur des grilles :**

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

max

Où :

B : largeur de la grille (m).

a : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon (a= 60°- 80°).

H_{max} : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille H_{max} = (0,15-1,5) m.

□ : Fraction de surface occupée par les barreaux.

K : coefficient de colmatage de la grille.

S : surface de passage de l'effluent (S= Q_p/V).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Donc :

$$B = \frac{Q_{p \text{ et } p}}{V H \sin a (1 - \square) K}$$

A. Horizon 2025**▫ Grille grossière**

Q_{pte, p} = 246,93 l/s on prend Q_{pte, p} = 0,25 m³/s

On prend: V = 1 m/s .

a = 60°.

H_{max} = 1 m.

K = 0,5 (grille automatique).

β = e/e+d = 2/8+2 = 0,2

Avec :

Pour grille grossière on a d : espacement des barreaux (d=5à10 cm)

e : épaisseur des barreaux (e=2cm)

Donc : B = 0,25 x sin 60° / 1 x 1 (1-0,2) x 0,5

B = 0,54 m

▫ Grille fine

□ = e/e+d = 1 / 1+0,9 = 0,53

Avec :

Pour grille fine on a d : espacement des barreaux (d=0,3à1cm)

e : épaisseur des barreaux (e=1cm)

B = 0,25 x Sin 60° / 1 x 1 (1- 0,53) x 0,5

B = 0,92 m

Horizon 2040

> Grille grossière

$Q_{pte, p} = Q_{pte, p} = 384,72 \text{ l/s}$ on prend $Q_{pte, p} = 0,39 \text{ m}^3/\text{s}$

On prend: $V = 1 \text{ m/s}$.

$\alpha = 60^\circ$.

$H_{\max} = 1 \text{ m}$.

$K = 0,5$ (grille automatique).

$J_3 = e/e+d = 2/2+8 = 0,2$

$B = 0,39 \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1-0,2) \times 0,5$

B = 0,84 m

> Grille fine

$J_3 = 1/1+0,9 = 0,53$

$B = 0,39 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1-0,53) \times 0,5$

B = 1,44m.

-Calcul des pertes de charge :

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

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

$$\Delta H = \frac{2 \beta g d^3 \sin^2 \alpha}{e^3} \quad [13]$$

avec:

ΔH : perte de charge(m).

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.

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

$\beta = 2.42$ Pour les barreaux rectangulaires ;

$\beta = 1.79$ Pour les barreaux circulaires ;

> La grille grossière :

On a :

(Barreaux de section circulaire) [7].

Donc :

$$2' \quad 2.9,81$$

$$\Rightarrow \boxed{d = 0,5 \text{ m}}$$

La grille fine :

On a :

(barreaux de section circulaire)

Donc :

$$0,9 \frac{1}{1,7} = 0,09m$$

Tableau N°18: Résultats du dimensionnement des grilles

Dégrilleur	Horizon 2025		Horizon 2040	
	Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
La largeur B (m)	0,54	0,92	0,84	1,44
La perte de charge ΔH (cm)	0,5	0,09	0,5	0,09

IV.4.2. Dessableur - 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 dessableur est assurée par un supprimeur; le relevage des sables est prévu par un air- lift fournit en air également à partir du supprimeur, 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.

IV.4.2.1.Calcul du Dessableur - 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:

V_e : Vitesse d'écoulement $V_e = 0,10$ à $0,50$ m/s.

V_s : Vitesse de sédimentation $V_s = 40$ à 70 m/h

L : longueur du bassin.

H : profondeur du bassin H = 1 à 2,5m. Le dessableur - dégraisseur doit être dimensionné avec les rapports suivant:

$$L/H = (10-15)$$

B/H = 3; avec B: largeur du bassin.

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

IV.4.2.2. Base de dimensionnement du dessableur:

Le dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes:

> La section horizontale:

> On utilise le rapport :

IV.4.2.3. Critères de dimensionnement pour le déssableur:Temps de séjour, $t_s = 3$ min.Vitesse de sédimentation, $V_s = 60$ m/h.Vitesse horizontale, $V_e = 0,3$ m/s.**IV.4.2.4. Critères de dimensionnement pour le dégraisseur:**Temps de séjour, $t_s = 3$ min.Vitesse de sédimentation, $V_s = 30$ m/h.**A- l'horizon 2025**

On prend :

- $Q_{pte,p} = 0,25 \text{ m}^3/\text{s}$.- $V_e = 0,4 \text{ m/s}$.- $V_s = 50 (\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}) = 0,014 \text{ m/s}$.- $H = 2 \text{ m}$ - $T_s = 3$ minute**a- Le volume**

$$V = Q_{pte,p} * t_s = 0,25 * 3 * 60 = 45 \text{ m}^3$$

Avec :

$$V = 45 \text{ m}^3$$

a- La surface horizontaleOn a : $H = 2 \text{ m}$.

$$S_h = 22,5 \text{ m}^2$$

La surface horizontale S_h sera :**b- La longueur**

—

$$L = H * 10$$

$$L = 10 * 2$$

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

a- La largeur

$$S_h = L * l \quad l = S/L$$

$$l = 1,13 \text{ m}$$

Calcul des besoins en air :

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

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

⇒

$$Q_{air} = 1\,350 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

B- l'horizon 2040

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

Pour le dimensionnement, on prend :

On prend :

- $V_e=0.4\text{m/s}$.

- $V_s=50(\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h})=0.014\text{m/s}$.

- $H=2.5\text{ m}$

- $T_s=3\text{ minute}$

c- Le volume

$V = Q_{pte, p} * t_s = 0,14 * 3 * 60 = 25,2 \text{ m}^3$

$V=25,2 \text{ m}^3$

b- La surface horizontale

On a : $H=2.5\text{m}$.

La surface horizontale S_h sera :

$\frac{25,2}{2,5}$

$S_h=10,08\text{m}$

d- La largeur

$L/l=2$

$l=\frac{L}{2}$

$l=\frac{10,08}{2}$

$l=2,24$

b- La longueur

$L=2 * l = 2 * 2,24$

$L=4,48$

> Le volume d'air à insuffler dans le déssableur :

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

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

$\Rightarrow$

$q_{air}=810\text{m}^3\text{d'air/h}$

Tableau récapitulatif des résultats concernant les dimensions du déssableur-déshuileur Dans le tableau c'est dessous :

Tableau N°19 : Dimensions du déssableur-déshuileur

dimensions	unité	2025	2040
- Longueur	m	20	4,48
- Largeur	m	1,13	2,24
- Hauteur	m	2	2,5
- Volume	m^3	45	25,2
- Quantité d'air	m^3/h	1350	810

Remarque :

Le déshuilage se déroule en même temps que le dessablage (c'est un ouvrage combiné), les huiles sont piégées dans une zone de tranquillisation à partir de laquelle elles sont raclées en surface.

IV. 4.2.5. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

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

A- Horizon 2025 :

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES=4136,67 \text{ Kg!]$

- Les matières volatiles

en suspension MVS

$$MVS=2895,67 \text{ Kg!]$$

contenues dans les

MES sont : $MVS= 4136,67*0,7 =$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM= 4136,67*0,3 =$$

$$MM=1241 \text{ Kg!]$$

- > Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e=1241*0,70$$

$$MM_e=868,7 \text{ Kg!]$$

$$MM_s=372,3 \text{ Kg!]$$

Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s= MM-MM_e= 1241-868,7$$

- > Les MES à la sortie de dessableur: $MES_s= MVS+ MM_s= 2895,67+ 372,3$

$$MES_s= 3267,97 \text{ Kg!]$$

B-horizon 2040:

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES= MES_{2040}- MES_{2025}= 2308,1 \text{ Kg!]$

- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les

MES sont : $MVS= 2308,1*0,7 =$

$$MVS=1 615,68 \text{ Kg!]$$

- > Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM=2308,1*0,3$$

$$MM=692,43 \text{ Kg!]$$

- > Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e= 692,43*0,7$$

$$MM_e=484,7 \text{ Kg!]$$

$$MM_s=207,73 \text{ Kg!]$$

- > Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s= MM-MM_e= 692,43-484,7$$

$$MES=1 823,41 \text{ Kg!]$$

- > Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s= MVS+ MM_s=1 615,68+207,73$$

IV.5. traitement primaire:

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. Ces matières correspondent aux états suivants :

a- décantation libre ou grenu :

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

b- décantation diffuse ou coalescent :

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

IV.5.1. Classification de décanteurs :

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

IV.5.1.1. Décanteurs statiques sans raclage :**IV.5.1.1.1. Décanteurs coniques ou cylindro-coniques :**

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

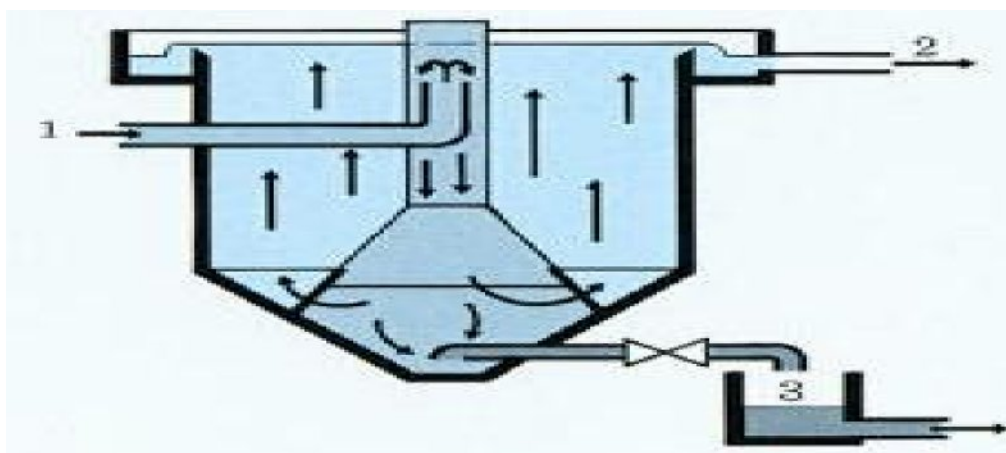


Figure N°17 : Décanteur cylindro-conique

IV.5.1.1.2. Décanteurs statique à flux horizontal :

Dans ce type d'ouvrage, il est nécessaire de prévoir une zone d'entrée, une zone de sortie et une zone à boues. La vidange de boues se fait par évacuation totale de l'eau du bassin. La pente du radier du bassin varie de 5° à 60° .

IV.5.1.2. Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :**IV.5.1 .2.1 .Décanteurs circulaires :**

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

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

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

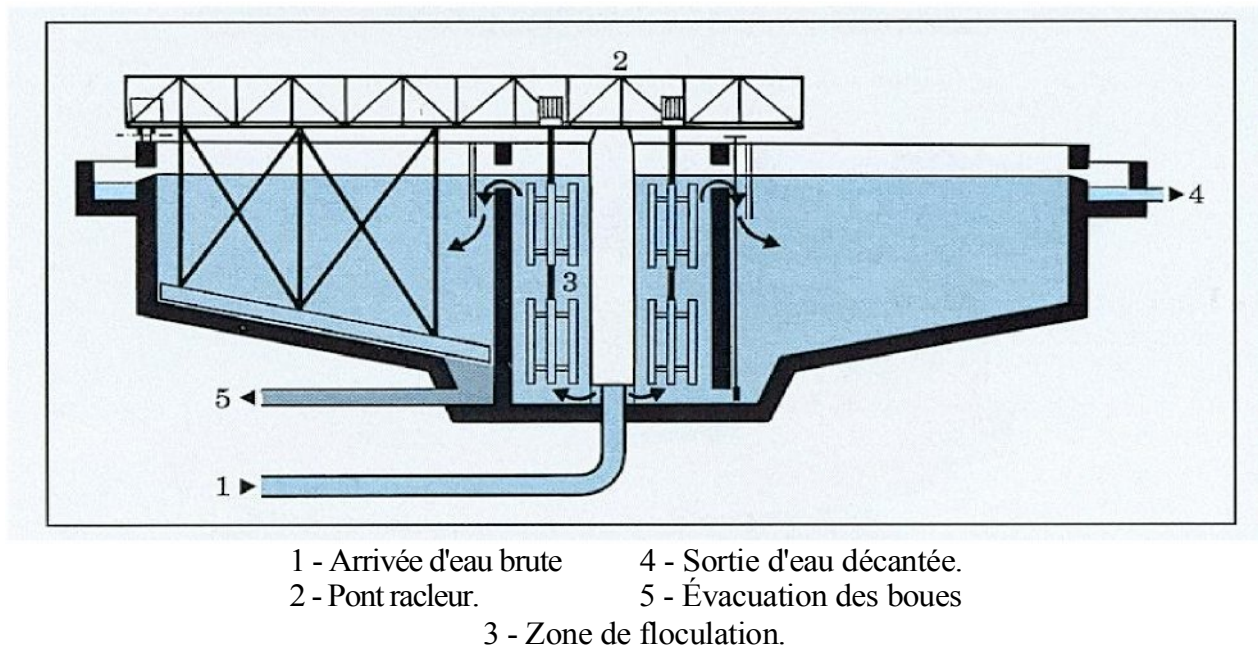
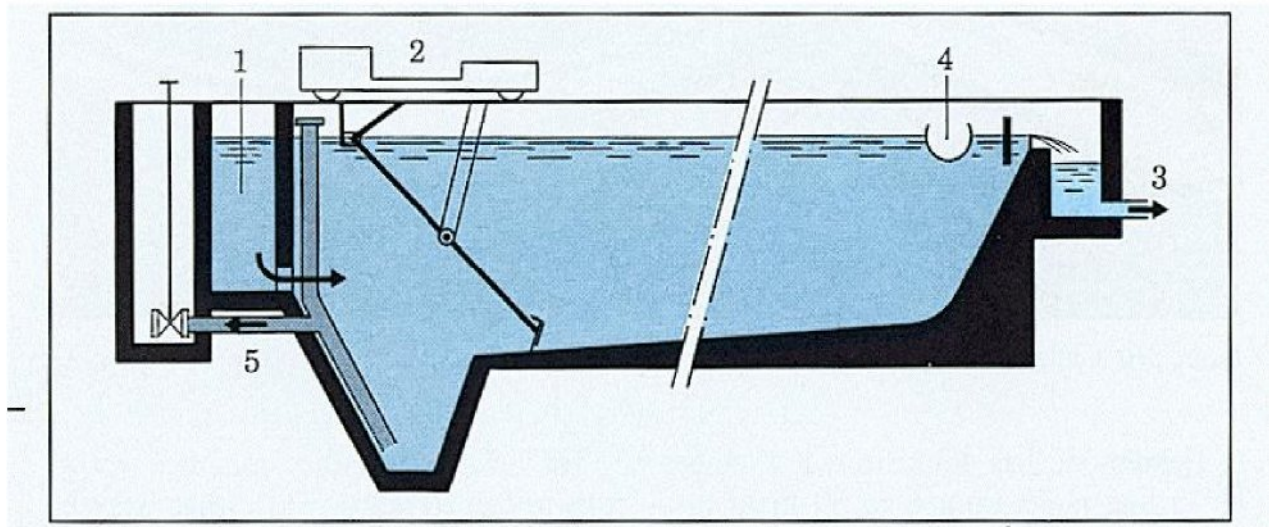


Figure N° 18 : Décanteur flocculateur avec entraînement périphérique du pont

IV.5.1 .2.2. Décanteurs longitudinaux rectangulaires :

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



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

Figure N° 19 : Décanteur longitudinal à pont racleur

IV.5.1.3.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.

IV.5.2. Dimensionnement du décanteur primaire :

IV.5.2.1.Données pour le calcul du décanteur :

A-Horizon 2025 :

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séj ours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution. Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. [7]

La vitesse limite dépend de la valeur de K :

$$K = Q_{pte}/Q_{moy}$$

Tableau N°20 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy} [1]

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

Où: $Q_{pte,p}$: débit de pointe par temps de pluies. (m^3/h)

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

Dans notre cas le $K=3$ d'où $v_{limite}=2,5m/h$

Calcul de la surface horizontal S_h :

$$\Rightarrow S_h = \frac{Q_{pte,p}}{V_{limite}} = \frac{888,95}{2,5} = 355,58m^2 \quad \Rightarrow \quad S_h=355,58m^2$$

Calcul du volume V: $V = Q_{Pte} \cdot t_s$

D'où : t_s est le temps de séjours

$$1h < t_s < 2h$$

On prend : $t_s = 1,1$ h.

$$\text{Donc: } V = 888,95 \cdot 1,1$$

$$V = 977,84 \text{ m}^3$$

> **Calcul de la hauteur du bassin H :**

$$H = 2,75 \text{ m}$$

> **Calcul du diamètre du décanteur D:**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot C_{hyd} \cdot t_s}}$$

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

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

$$t_s = V / Q_i$$

V : Volume du décanteur m^3

Q_i : Débit considéré m^3/h .

• pour le débit moyen horaire

$$t_s = V / Q_{moy} = 977,84 / 296,32 = 3,3 \text{ h.}$$

• pour le débit de pointe par temps de pluies:

$$t_s = V / Q_{pte} = 977,84 / 888,95 = 1,1 \text{ h.}$$

> **Calcul des charges hydrauliques C_{hyd} :** $C_{hyd} = Q_i / S$

• pour le débit moyen horaire : $C_{hyd} = 296,32 / 355,58 = 0,83 \text{ m/h.}$

• pour le débit de pointe : $C_{hyd} =$

$$888,95 / 355,58 = 2,5 \text{ m/h. } \mathbf{B-Horizon 2040 :}$$

$$Q_{pte.p} = Q_{pte.p 2040} - Q_{pte.p 2025} = 1384,99 - 888,95$$

$$Q_{moy} = Q_{moy 2040} - Q_{moy 2025} = 461,66 - 296,32$$

$$Q_{pte} = 496,04 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{moy} = 165,34 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'après le tableau N°20 la valeur de v_{limite} est : $V_{limite} = 2,5 \text{ m/h} >$

Calcul de la surface horizontale S_h :

$$S_h = \frac{V_{limite}}{C_{hyd}}$$

$$S_h = 198,42 \text{ m}^2$$

Calcul du volume V:

$$V = Q_{Pte} \cdot t_s$$

D'où : t_s est le temps de séjours

$$1h < t_s < 2h$$

On prend : $t_s = 1,1$ h.

$$\text{Donc: } V = 496,04 \cdot 1,1$$

$$V = 545,64 \text{ m}^3$$

> Calcul de la hauteur du bassin H:

$$\frac{98,}{\quad} \Rightarrow \boxed{H = 2,75\text{m}}$$

> Calcul du diamètre du décanteur D:

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 545,64}{\pi \cdot 2,75}} \quad \text{on prend } \boxed{D = 16\text{m}}$$

> Calcul du temps de séjours t_s :

$$t_s = V/Q_i$$

D'où :

V : Volume du décanteur m³Q_i : Débit considéré m³/h.

- pour le débit moyen horaire

$$t_s = V / Q_{\text{moy}} = 545,64 / 165,34 = 3,3\text{h.}$$

- pour le débit de pointe par temps de pluies:

$$t_s = V / Q_{\text{pte.p}} = 545,64 / 496,04 = 1,1\text{ h.}$$

> Calcul des charges hydrauliques C_{hyd} : $C_{\text{hyd}} = Q_i / S_h$

- pour le débit moyen horaire $C_{\text{hyd}} = 165,34 / 198,42 = 0,83\text{ m/h}$
- pour le débit de pointe par temps de pluies : $C_{\text{hyd}} = 496,04 / 198,42 = 2,5\text{ m/h}$

IV.5.2.2. Calcul de la quantité des boues éliminées:

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

35% de DBO₅

60% de MES

A. Horizon 2025**- Charge à l'entrée du décanteur :**

$$\text{DBO}_5 = 6030,70\text{ Kg/j}$$

$$\text{MES} = 3267,97\text{ Kg/j}$$

- Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$\text{DBO}_{5e} = 0,35 \cdot \text{DBO}_5 = 0,35 \cdot 6030,70 = 2110,75\text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}_e = 0,6 \cdot \text{MES} = 0,6 \cdot 3267,97 = 1960,78\text{ Kg/j}$$

$$\text{MM}_e = 0,3 \cdot \text{MES}_e = 0,3 \cdot 1960,78 = 588,23\text{ Kg/j}$$

$$\text{MVS}_e = 0,7 \cdot \text{MES}_e = 0,7 \cdot 1960,78 = 1372,55\text{ Kg/j}$$

- Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$\text{MES}_s = \text{MES} - \text{MES}_e = 3267,97 - 1960,78 = 1307,19\text{ Kg/j}$$

$$\text{DBO}_{5s} = \text{DBO}_5 - \text{DBO}_{5e} = 6030,70 - 2110,75 = 3919,95\text{ Kg/j}$$

$$\text{MM}_s = 0,3 \cdot \text{MES}_s = 0,3 \cdot 1307,19 = 392,16\text{ Kg/j}$$

$$\text{MVS}_s = 0,7 \cdot \text{MES}_s = 0,7 \cdot 1307,19 = 915,03\text{ Kg/j}$$

A. Horizon 2040**- Charge à l'entrée du décanteur :**

$$DBO_5' = DBO_5(2040) - DBO_5(2025) = 9395,6 - 6030,70 = 3364,9 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = 1823,41 \text{ Kg/j (charge à la sortie du dessableur)}$$

- Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 3364,9 = 1177,72 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 1823,41 = 1094,05 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,3 \cdot MES_e = 0,3 \cdot 1094,05 = 328,22 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 1094,05 = 765,84 \text{ Kg/j}$$

- Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$MES_s = MES' - MES_e = 1823,41 - 1094,05 = 729,36 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5' - DBO_{5e} = 3364,9 - 1177,72 = 2187,19 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 729,36 = 218,81 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 729,36 = 510,55 \text{ Kg/j}$$

IV.6. Traitement secondaire (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.

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

✓ Les bassins d'aération ;

✓ Les décanteurs secondaires (clarificateur).

IV.6.1. Etude de la variante à moyenne charge :

La charge massique (Cm) : c'est le rapport de la pollution exprimé en DBO₅ entrant par unité de masse de boues présentées.

$$Cm = \frac{\text{masse de DBO}_5}{\text{masse de MVS}}$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

- Cm : La charge massique tel que $0,2 \leq Cm \leq 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS.j}$ [6]

- La charge volumique (Cv) :

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

$$Cv = \frac{\text{masse de DBO}_5}{\text{volume du bassin}}$$

Pour le traitement à moyenne charge :

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

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

$$Cm = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS.j}$$

IV.6.1.1. Horizon 2025:

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 7111,72 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 296,32 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps de pluies $Q_{\text{pte.p}} = 888,95 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0 = 3919,95 \text{ Kg/j}$
- La concentration des MVS dans le bassin (X_a)

$$\frac{V}{C_m} = X_a = 3 \text{ g/l et } C_m = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

$$\text{Donc } C_v = X_a \cdot C_m = 3 \cdot 0,5 \quad C_v = 1,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3 \text{ j}$$

- Concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_0 = L_0 / Q_{\text{moy j}} = 3919,95 / 7111,72 = 0,551 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3 = 551,2 \text{ mg/l}$$

La charge polluante à la sortie ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 7111,72 = 213,35 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- La charge polluante éliminée

$$L_e = L_0 - L_f = 3919,95 - 213,35 = 3706,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{\text{ep}} = (L_0 - L_f) / L_0 = (3706,6 / 3919,95) \cdot 100 = 94,56\%$$

a. Dimensionnement du bassin d'aération :

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

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

➤ volume du bassin :

$$V = L_0 / C_v = 3919,95 / 1,5 = 2613,3 \text{ m}^3$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} D' \text{ où } L : \text{ longueur du bassin} \\ \frac{L}{b} H : \text{ hauteur du bassin } b : \text{ largeur du bassin} \end{array} \right.$$

➤ Calcul de la section horizontale S_h :

On suppose trois (3) bassins d'aération identiques de hauteur $H = 4,8 \text{ m}$

$$\frac{V}{3H} = \frac{2613,3}{3 \cdot 4,8} \Rightarrow \boxed{S_h = 181,48 \text{ m}^2}$$

> Calcul de la largeur du bassin b :

On à:

$$b/H=1.5$$

$$\Rightarrow b = 4,8 \times 1,5$$

$$b=7,2 \text{ m}$$

$$H=4,8\text{m}$$

> Calcul de la longueur du bassin L :

On à: $L = S_{ib} = 181,48 / 7,2 = 25,21 \text{ m}$ on prend

$$L=25,5\text{m}$$

> Vérification des conditions :

$$L/b=25,5/7,2=3,54$$

$\Rightarrow$ Conditions vérifié

$$b/H=7,2/4,8=1,5$$

> La masse des boues dans les bassins (X_t):

Soit : $C_m = 0,5 \text{ kgDBO}_5/\text{kg MVS/j}$

m

$$X_t=7839,9\text{kg}$$

> La concentration des boues dans le

bassin d'aération (X_j :

$$2613,3$$

$$X_a=3 \text{ g/l}$$

> Calcul du temps de séjours (t_s):

- Pour le débit moyen horaire:

Q

$$t_s=8\text{h}49\text{mn}$$

Q

$$t_s=2\text{h}56\text{mn}$$

temps de pluies :

- Pour le débit de pointe

- Pour le débit diurne :

$$Q \quad 48$$

$$t_s=5\text{h}52\text{mn}$$

a.1.Besoin en oxygène :

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

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

$$Q \quad L \quad X \quad t \quad (\text{Kg/j}).$$

Le : la charge DBO₅ éliminée (Kg/j)

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

a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution L4]

Tableau N°21 : charge massique en fonction de a' L4]

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

On a: $C_m = 0,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j}$

Donc $a' = 0,5$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène

Donc pour $a' = 0,5$, on a : $b' = 0,1$

> La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = (0,5 \cdot 3706,6) + (0,1 \cdot 7839,9) = 2637,29 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

> La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 2637,29/24 = 109,89 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

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

$$q_{O_2}/m_3 = 2637,29/2637,29 = 1,01 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

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

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

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

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

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

$$q_{O_2 \text{ pte}} = (0,5 \cdot 3706,6 / 16) + (0,1 \cdot 7839,9 / 24) = 148,5 \text{ Kg O}_2/\text{h}.$$

a.2.Système d'aération :

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

a.2.1 .Aérateur par insufflation d'air (à air comprimé) :

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

On distingue trois sortes de diffuseurs.

> Diffuseurs à grosses bulles :

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

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

> Diffuseurs à moyennes bulles :

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

> Diffuseurs à fines bulles :

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

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

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

a.2.2.Aérateurs de surface :

Il existe deux types principaux d'aérateur de surface :

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

L'apport spécifique varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/Kwat.h [L7]

- Les appareils à axe vertical on les subdivise en deux types :
 - turbines lentes avec des vitesses de 40 à 100 tr/ min et des apports spécifiques brutes de 0,8 à 1,5 Kg O₂/Kwat.h. [L7]
 - turbines rapides (750 à 1500 tr/ mn).

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

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

a.3.1.La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No) :

On doit tenir compte de :

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

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

: Puissance par m^2 du bassin

on prend = 75

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 75 + 1 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

C_L : concentration en $\frac{\text{kg O}_2}{\text{m}^3}$
oxygène dissout dans la

masse liquide à $T=25^\circ\text{C}$ $C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l}$ [L4]. on prend $C_L = 1,5 \text{ mg/l}$.

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

$C_s = 8,7 \text{ mg/l}$ pour les aérateurs de surface [L4].

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 :

est de l'ordre de 0,9 [L4]

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

$a' = 0,85$ à $0,95$. [L7]

$0,1 \text{ kg O}_2$

8,7

a.3.2. Calcul de la puissance nécessaire

à l'aération « puissance requise pour oxygénation » W_a :

$$W_a = q(\text{O}_2)_{\text{pte}} / N = 148,5 / 0,83 = 178,92 \text{ Kw}$$

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

$$W_n = S_h \cdot P_a$$

Où :

S_h : surface horizontale du bassin (m^2)

P_a : puissance absorbée par m^2 du bassin ()

$$W_n = 3 \cdot 181,48 \cdot 75 \cdot 10^{-3} \quad \text{tel que } P_a = 75 \text{ W/m}^2$$

⇒

$W_n = 40,83 \text{ Kw}$

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

$$N = W_a / W_n$$

$$N = 178,92 / 40,83 = 4,38 \text{ donc } N = 5 \text{ aérateurs.}$$

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

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/Kwh.

$$E = 99 \text{ Kwh /h}$$

$$E = q(\text{O}_2)_{\text{pte}} / 1,5 = 148,5 / 1,5$$

a.4.Bilan de boues :

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

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

$$L]$$

Avec :

Boues minérales

Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 de MVS L8].

Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/géliminées)
0,55(en moyenne).puisque $0,53 < a < 0,56$

Quantité de à éliminer (Kg/j)

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

Coefficient cinétique de respiration endogène. = 0,09

Masse totale de MVS dans le bassin(Kg)

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

La charge journalière en MES est **1307,19 Kg/j**

Alors :

⇒

$$\Delta X = 1\,943,15 \text{ Kg/j}$$

> Concentration de boues en excès :

Avec :

Concentration de boues en excès

L'indice de Mohlman

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

D'où :

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

> Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par :

$$\frac{X_m}{9,6}$$

 $\Rightarrow$

$$\boxed{Q_{\text{excs}} = 202,41 \text{ m}^3/\text{j}}$$

> Le débit spécifique par de bassin :

Volume de bassin

Donc :

 $\Rightarrow$

$$\boxed{q_{\text{sp}} = 0,74 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{j}}$$

> Le débit des boues recyclées :

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

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

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.
Le taux de recyclage peut varier de 1 5 à 100% de débit de l'effluent produit. Il est donné par l'expression suivante :

$$\frac{100}{I_m}$$

R : taux de recyclage(%)

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

Donc :

$$\frac{100 \text{ O}}{25}$$

$$R=45,45\%$$

> Le débit des boues recyclées :

Donc :

$$Q_r=3232,6\text{m}^3/\text{j}$$

> 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 :

$$943,1$$

$$A_b=4 \text{ jours et } 1 \text{ heure.}$$

b.Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur) :

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

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

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

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

- Le temps de séjour : on prend $t_s = 2 \text{ h}$ [6].

- La vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a =$

- Le débit : $Q_{\text{pte.p}}=888,95 \text{ m}^3/\text{h}$.

> Le volume du décanteur :

$$V= 1777,9 \text{ m}^3$$

> La surface horizontale du

$$S_H=355,58\text{m}^2$$

décanteur:

> La hauteur du décanteur H :

$$S_H=355,58$$

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

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

> **Le diamètre du décanteur :**

$$\sqrt{\frac{H}{H_0}} \sqrt{\frac{Q}{Q_0}}$$

On prend

$$D=2,2m$$

IV.6.1.2. Horizon 2040 :

Tableau N°22 : Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge

Désignations	Unité	résultats
- Données de base - Débit moyen journalier $Q_{moy j}$ - Débit moyen horaire $Q_{moy h}$ - Débit de pointe par temps pluies $Q_{pte.p}$ - Débit diurne Q_d - Charge polluante à l'entrée du bassin Lo - Concentration de l'effluent en DBO_5 δ - La charge polluante à la sortie Lf - La charge polluante éliminée Le - Le rendement de l'épuration η_{ep}	m^3/j m^3/h m^3/h m^3/h Kg/j mg/l $KgDBO_5/j$ $KgDBO_5/j$ $\%$	3968,07 165,34 493,45 248 2187,19 551,2 119,04 2068,15 94,56
- Dimensionnement du bassin d'aération - nombre de bassins - Volume du bassin V - Hauteur du bassin H - Surface horizontale du bassin Sh - Largeur du bassin B - Longueur du bassin L - La masse de boues dans le bassin Xt - Concentration de boues dans le bassin Xa - Temps de séjour Ts - débit moyen horaire - débit de pointe par temps pluies - débit diurne	- m^3 m m^2 m m Kg/j Kg/m^3 h h h	3 1458,13 4,8 101,26 7,2 14,06 4374,38 3 8,82 2,95 5,88
- Besoin en oxygène - Quantité d'oxygène journalière q_{o2} - La quantité d'oxygène horaire $q_{o2/24}$ - La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin $n q_{o2/m^3}$ - La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $q_{o2 pte}$	KgO_2/j KgO_2/h KgO_2/m^3j KgO_2/h	1471,51 61,31 1 86,58

- Calcul de l'aérateur de surface à installer • Calcul de la puissance nécessaire à l'aération W_a • Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin W_n • Le nombre d'aérateurs dans le bassin • Besoin en énergie de l'aérateur E	Kw	98,38
	Kw	22,78
	-	5
	Kwh/h	57,72
- Dimensionnement du décanteur secondaire • Volume du bassin V • Surface horizontale du décanteur Sh • Hauteur du décanteur H • Le diamètre du décanteur D • Le temps de séjours T_s	m^3	533,23
	m^2	154,44
	m	4
	m	14
	h	2
- Bilan de boues • Calcul de la quantité des boues en excès Δx • Concentration de boues en excès • Le débit de boues en excès Q_{exce} • Le débit spécifique par m^3 de bassin • Le taux de boues recyclées R • Le débit des boues recyclées Q_r	Kg/j	1084,21
	Kg/m^3	9,6
	m^3/j	112,94
	$kg/m^3 \cdot j$	0,74
	$\%$	45,45
	m^3/j	180,37

IV.6.2. Etude de la variante à faible charge :

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

- le dégrilleur
- le dessableur déshuileur

Le décanteur 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 :

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

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

Charge volumique :

$$0,35 \leq C_v \leq 0,6 \text{ Kg DBO}_5/ m^3 j$$

On prendra : $C_v = 0,45 \text{ Kg DBO}_5/ m^3 j$

IV6.2.1.Horizon 2025 :**> Données de base :**

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 7111,72 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 296,32 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit diurne $Q_d = 444,48 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps de pluies $Q_{\text{pte,p}} = 888,95 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_o = 6030,70 \text{ Kg/j}$

La concentration des MVS dans le bassin (X_a)

- Concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_o = L_o / Q_{\text{moy j}} = (6030,7 / 7111,72) * 10^3 = 848 \text{ mg/l}$$

La charge polluante à la sortie ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 * 7111,72 = 213,35 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- La charge polluante éliminée

$$L_e = L_o - L_f = 6030,7 - 213,35 = 5817,35 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{\text{ep}} = (L_o - L_f) / L_o = 5817,35 / 6030,7 = 96,46\%$$

a. Dimensionnement du bassin d'aération :**> Volume du bassin :**

$$V = L_o / C_v = 6030,7 / 0,45 = 13401,56 \text{ m}^3$$

On prend trois(3) bassins d'aérations telles que le volume de chaque bassin est : $V' = 4467,19 \text{ m}^3$

> La hauteur du bassin :

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

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

> Surface horizontale du bassin :**> La largeur du bassin :**

$$\Rightarrow S_h = 893,44 \text{ m}^2$$

On prend : $L = 2B$; $S_h = 2B^2$, alors : $B = (S_h / 2)^{0.5}$

$B = 21,14 \text{ m}$ on prend

$$B = 21,5 \text{ m}$$

> La longueur du bassin :

$$\text{On prend } L = 42 \text{ m}$$

> La masse de boues dans le bassin :

> Concentration de boues dans le bassin :

$$V = 13401, \text{ — } \text{ — } \text{ — }$$

> Calcul de temps de séjour :

- Pour le débit moyen horaire

$$\frac{Q_{\text{moy.h}}}{3} \Rightarrow T_s = 1 \text{ h } 55 \text{ mn}$$

- Pour le débit de pointe par temps de pluies

$$\frac{Q_{\text{pte.p}}}{9} \Rightarrow T_s = 5 \text{ h } 1 \text{ mn}$$

- Pour le débit diurne

$$\frac{444}{\text{ — }} \Rightarrow T_s = 1 \text{ h } 3 \text{ mn}$$

a.1. Besoin en oxygène :

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

$$(Kg/j).$$

Le : la charge DBO₅ éliminé (Kg/j) : 5817,35kg/jX_t : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg)a' et b' est en fonction de C_m.Pour une valeur de C_m qui est de 0,15 ; on a : a' = 0,63 et b' = 0,075**> La quantité d'oxygène journalière est :**

$$q_{O_2} = (0,63 * 5817,35) + (0,075 *) = 6680,28 \text{ Kg } O_2/j$$

> La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2} = 6680,28 / 24 = 278,35 \text{ Kg } O_2/h$$

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

$$q_{O_2} m^3 = 6680,28 / 13401,56 = 0,5 \text{ Kg } O_2/m^3j$$

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

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

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

T_d : période diurne en heures T_d = 16h(L_e = S_e * Q_{moy.j} / T_d) : la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2 \text{ pte}} = (0,63 * 5817,35 / 16) + (0,075 * 40204,67 / 24) = 354,7 \text{ Kg } O_2/h$$

a.2. Calcul de l'aérateur de surface à installer :**> La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No) :**

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

Avec : _____ on prend = 75

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 75 + 1 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

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

$C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l}$ L10]. on prend $C_L = 1,5 \text{ mg/l}$.

C_s : concentration de saturation en

oxygène à la surface aux _____ kg O_2
conditions standards à 20°C et 760
mm de mercure.

$C_s = 8,7 \text{ mg/l}$ pour les aérateurs de surface L4].

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

est de l'ordre de 0,9.

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

$a' = 0,85 \text{ à } 0,95$ L9].

8,7

➤ **Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » W_a :** _____

$$W_a = q(\text{O}_2)_{\text{pte}} / N = 354,7 / 0,88$$

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

$$W_m = S_h \cdot P_a$$

$$W_m = 3 \cdot 893,44 \cdot 75 \cdot 10^{-3}$$

$$W_a = 403,07 \text{ Kw}$$

$$W_m = 201,02 \text{ Kw}$$

➤ **Le nombre d'aérateurs dans le bassin :** $N = W_a / W_m$

$$N = 403,07 / 201,02 = 2 \text{ aérateurs.}$$

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

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

$$E = q(\text{O}_2)_{\text{pte}} / 1,5 = 354,7 / 1,5$$

$$E = 236,47 \text{ Kwh/h}$$

⇒

a.3.Bilan de boues :**> Calcul de la quantité des boues en excès :**

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

Avec :

Alors :

⇒

> Taux de recyclage des boues :

Avec : Concentration de boues en excès
L'indice de Mohlman

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

On prend :

D'où : _____

x κ

> Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par :

$X_{\dots}$ 9,6 ⇒

> Le débit spécifique par _____ de bassin :

Volume du bassin

Donc :

$$\frac{13401,56}{\dots} \Rightarrow \boxed{}$$

> Le débit des boues recyclées :

Il est donné par l'expression suivante :

$$\frac{Q_0}{I_m}$$

R : taux de recyclage(%)

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

Donc :

$\frac{100 \cdot \dots}{25}$	$R=45,45\%$
------------------------------	-------------

> 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 :

515.6

b.Décanteur secondaire (clarificateur) :

⇒

26jours et 12heures

Le calcul du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

IV.6.2.2. Horizon 2040 :

Tableau N°23 : Les résultats de l'horizon 2040 à faible charge

Désignations	Unité	Résultats
- Données de base • Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$ • Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$ • Débit de pointe par temps de pluies $Q_{\text{pte,p}}$ • Débit diurne Q_d • Charge polluante à l'entrée du bassin L_0 • Concentration de l'effluent en DBO₅ δ • La charge polluante à la sortie L_f • La charge polluante éliminée L_e • Le rendement de l'épuration η_{ep}	m^3/j m^3/h m^3/h m^3/h Kg/j mg/l KgDBO_5/j KgDBO_5/j $\%$	3968,07 165,35 493,45 248 3364,9 848 119,04 3245,86 96,46
- Dimensionnement du bassin d'aération • Nombre de bassin • Volume d'un bassin V • Hauteur du bassin H • Surface horizontale d'un bassin Sh • Largeur d'un bassin B • Longueur d'un bassin L • La masse de boues dans le bassin X_t • Concentration de boues dans le bassin X_a • Temps de séjours T_s : débit moyen horaire - débit de pointe par temps de pluies - débit diurne	- m^3 m m^2 m m Kg Kg/m^3 h h h	1 7477,56 5 1495,54 28 54 22432,67 3 45,22 15,15 30,15
- Besoin en oxygène • Quantité d'oxygène journalière q_{o_2} • La quantité d'oxygène horaire $q_{\text{o}_2/24}$ • La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin n $q_{\text{o}_2/\text{m}^3}$ • La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $q_{\text{o}_2 \text{ pte}}$	KgO_2/j KgO_2/h $\text{KgO}_2/\text{m}^3\text{j}$ KgO_2/h	3727,34 155,31 0,5 197,91

- Calcul de l'aérateur de surface à installer • Calcul de la puissance nécessaire à l'aération W_a • Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin W_m • Le nombre d'aérateurs dans le bassin • Besoin en énergie de l'aérateur E	Kw	224,9
	Kw	336,49
	-	1
	Kwh/h	131,94
- Dimensionnement du décanteur secondaire • Volume du bassin V • Surface horizontale du décanteur Sh • Hauteur du décanteur H • Le diamètre du décanteur D • Le temps de séjours T_s	m^3	533,23
	m^2	106,65
	m	5
	m	12
	h	2
- Bilan de boues • Calcul de la quantité des boues en excès Δx • Concentration de boues en excès • Le débit de boues en excès Q_{exce} • Le débit spécifique par m^3 de bassin • Le taux de boues recyclées R • L'âge des boues	Kg/j	1474,49
	Kg/m^3	9,6
	m^3/j	153,59
	$kg/m^3.j$	0,2
	%	45,45
	j	15,21

IV.7.La désinfection :

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

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

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

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

> Dose du chlore à injecter :

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

IV.7.1. Horizon 2025 :

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

> **La dose journalière :**

$$D_j = Q_{\text{moy } j} (\text{Cl}_2) = 7111,72 \times 0,01 = 71,12 \text{ Kg/j}$$

IV.7.1.1. Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore :

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl_2 /l NaClO

20° de chlorométrie → X

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

IV.7.1.2. La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 63,4 \text{ Kg de } \text{Cl}_2$$

$$Q \rightarrow 71,12 \text{ kg}$$

$$Q_j = 71,12 / 63,4 = 1,12 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{j} = 46,67 \text{ l/h}$$

IV.7.1.3. La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \times 365 = 408,8 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

IV.7.1.4. Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{\text{pte,p}} = 888,95 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

> **Le volume du bassin :**

$$V = Q_{\text{pte}} \times T_s = 888,95 \times 30 / 60 = 444,48 \text{ m}^3$$

> **La hauteur du bassin :**

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

> **La surface horizontale :**

$$S_h = V/H = 148,16 \text{ m}^2$$

> **La largeur et la longueur :**

On prend $L = 2.B$ donc $B = (S_h / 2)^{0.5} = 8,61 \text{ m}$ on prend $B = 9 \text{ m}$

$$\text{Alors : } L = 2 \times 9 = 18 \text{ m}$$

IV.7.2. Horizon 2040 :

> **La dose journalière :**

$$D_j = Q_{\text{moy } j} (\text{Cl}_2) = 3968,07 \times 0,01 = 39,68 \text{ Kg/j.}$$

IV.7.2.1. La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$Q_j = 39,68 / 63,4 = 0,63 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{j} = 26,08 \text{ l/h}$$

IV.7.2.2.La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j * 365 = 229,95 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

IV.7.2.3.Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{\text{pte.p}} = 496,04 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

➤ **Le volume du bassin :**

$$V = Q_{\text{pte}} * T_s = 496,04 * 30/60 = 248,02 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur du bassin :**

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

➤ **La surface horizontale :**

$$S_h = V/H = 82,67 \text{ m}^2$$

➤ **La largeur et la longueur :**

$$\text{On prend : } B = (S_h / 2)^{0.5} = 6,43 \text{ m on prend } B=6,5 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } L = 2 * 6,5 = 13 \text{ m.}$$

Chapitre V :

Traitement Des Boues

Chapitre V : Traitement des boues :

V.1.Introduction :

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

> Epaissement :

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

> stabilisation :

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

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

> Déshydratation :

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

V.2.Variante à moyenne charge :

V.2.1.Dimensionnement pour Horizon 2025 :

V.2.1.1.Dimensionnement de l'épaississeur :

L'épaississeur sera dimensionner on fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire.

La production journal ière des boues est de :

« **Boues issues dans le décanteur primaire DXp:**

$$\Delta X_p = \text{DBO}_{se} + \text{MESe}$$

$$\Delta X_p = 2110,75 + 1960,78 = 4071,53 \text{ Kg/j}$$

• **Boues issues du décanteur secondaire ΔX_s :**

$$\Delta X_s = 1943,15 \text{ Kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$\Delta X_{\text{totale}} = \Delta X_t = 4071,53 + 1943,15$$

$$\Delta X_{\text{totale}} = 6014,68 \text{ Kg/j}$$

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

- Pour les boues primaires $S_1 = 20$ à 30 g/l [8]

- Pour les boues secondaires $S_2 = 10 \text{ g/l}$

> Calcul du débit journalier reçu par

l'épaississeur : Le débit arrivant du
décanteur primaire :

$$Q_1 = 162,86 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_1 = \Delta X_p / S_1 = 4071,53 / 25$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = 194,32 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = \Delta X_s / S_2 = 1943,15 / 10$$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = 357,18 \text{ m}^3/\text{j}$

> La concentration du mélange :

$$S = 16,84 \text{ Kg/m}^3$$

$$S = \Delta X_t / Q_t = 6014,68 / 357,18$$

> Le volume de l'épaississeur :

$$V = 714,35 \text{ m}^3$$

$$V = Q_t * T_s = 357,18 * 2$$

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

> La surface horizontale :

$$S_h = 178,59 \text{ m}^2$$

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

$$S_h = V / H = 714,35 / 4$$

> Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 178,59}{\pi}}$$

$$D = 15,08 \text{ m}$$

V.2.1.2. Dimensionnement du digesteur :

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leurs quantités, les boues épaissies arrivent au digesteur avec une concentration de 80 g/l [8]

> Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = 75,18 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = \Delta X_t / 80 = 6014,68 / 80$$

> Le temps de séjour du digesteur :

$$T_s = 175 * 10^{(-0,03.t)} \quad / \quad t = 35^\circ\text{C}$$

$$T_s = 15,6 \text{ jours}$$

> Le volume du digesteur :

$$V_d = Q_d * T_s = 75,18 * 15,6$$

$$V_d = 1172,86 \text{ m}^3$$

> Le diamètre du digesteur :

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d}{H}} = \sqrt{\frac{1172,86}{4}} = 19,33 \text{ m}$$

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

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

> La surface horizontale :

$$S_h = \frac{V_d}{H} = \frac{1172,86}{4} = 293,215 \text{ m}^2$$

$$S_h = 314 \text{ m}^2$$

> La quantité de matières sèches des boues fraîches F_g :

$$F_g = Q_{BE} \cdot F_s \cdot K_s$$

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 4%

$$\text{Donc : } F_g = 75,18 * 1 * 0,04 = 3,01 \text{ tonne /j}$$

$$F_g = 3,01 \text{ tonne /j}$$

> La quantité de matière organique dans la boue fraîche F_o :

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 * 3,01$$

$$F_o = 1,8 \text{ tonne /j}$$

> La quantité du gaz produite Q_{gaz} :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{gaz} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} * 1,8$$

$$Q_{gaz} = 1473,15 \text{ m}^3/\text{j}$$

> La quantité moyenne du gaz :

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{gaz} = 0,75 \cdot Q_{gaz} = 0,75 * 1473,15$$

$$Q'_{gaz} = 1104,86 \text{ m}^3/\text{j}$$

> La quantité du méthane (CH₄):

$Q_{CH_4} = (0.6 \text{ à } 0.65) Q'_{\text{gaz}}$ on prend $Q_{CH_4} = 0,65 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{CH_4} = 0,65 * 1104,86$$

$$Q_{CH_4} = 718,16 \text{ m}^3/\text{j}$$

> La quantité du gaz carbonique CO₂ :

$Q_{CO_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}}$ on prend $Q_{CO_2} = 0,3 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{CO_2} = 0,3 * 1104,86$$

$$Q_{CO_2} = 331,46 \text{ m}^3/\text{j}$$

> La quantité restante de gaz :

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₃, H₂...)

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 \cdot Q'_{\text{gaz}} = 0,05 * 1104,86$$

$$Q_{\text{rest}} = 55,24 \text{ m}^3/\text{j}$$

> La quantité minérale dans la boue :

$$F_m = F_g - F_o = 3,01 - 1,8$$

$$F_m = 1,2 \text{ tonne/j}$$

> La quantité de boues digérées :

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r) $Q_r =$

$$F_g f \left(\left(\frac{1}{d_g f_g} \right) + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right) \cdot [12]$$

Avec:

f_g : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$f_g = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$$

d_g : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_g = 1 \text{ T/m}^3$

$$F_g f = F_m + F_o (1 - 0,138 t^{0,1/2}) = 1,2 + 1,8 * (1 - 0,138 * 35^{1/2})$$

$$F_g f = 1,53 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 1,53 \left(\frac{1}{1} * 0,1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{1} \right)$$

$$Q_r = 17,64 \text{ m}^3/\text{j}$$

V.2.1.3. Dimensionnement des lits de séchage :

Généralement il est composé d'une couche supérieure de sable de 10cm (calibre 0,5 à 1,5mm) d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15mm) et d'une couche inférieure de gros graviers (calibre 10 à 4mm) reposant sur le sol imperméable et soigneusement nivelé, des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés avec une légère

pente dans la couche de base.

Les boues épandues liquéfiées sur une partie par de l'eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues.

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à 6014,68Kg/j

> Le volume d'un lit :

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm [5]

On prend : e = 30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend : L = 30 m, H = 1 et B = 10 m

$$V = 10 \times 30 \times 0,3 = 90 \text{ m}^3$$

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

En prenant une concentration de 50 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{6014,68}{50} \text{ m}^3/\text{j}$$

> Volume des boues épandues par lit et par an :

On admet que le lit sert 15 fois par an donc :

$$V_a = 10 \times V = 15 \times 90 = 1350 \text{ m}^3$$

> Volume de boue à sécher par an :

$$V_{an} = 120,29 \times 365 = 43907,16 \text{ m}^3/\text{an}$$

> Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 43907,16 / 1350 \quad N = 33 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = L \times B \times N = 30 \times 10 \times 33 = 9900 \text{ m}^2$

V.2.2.Dimensionnement pour Horizon 2040 :

V.2.2.1.Dimensionnement de l'épaississeur :

L'épaississeur sera dimensionner on fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de :

• **Boues issues dans le décanteur primaire ΔX_p :**

$$\Delta X_p = \text{DBO}_5 + \text{MES}_e$$

$$\Delta X_p = 1177,72 + 1094,06 = 2271,78 \text{ Kg/j}$$

• **Boues issues du décanteur secondaire ΔX_s :**

$$\Delta X_s = 1084,21 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X_{\text{totale}} = 3355.99 \text{ Kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$\Delta X_{\text{totale}} = \Delta X_t = 2271,78 + 1084,21 =$$

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

- Pour les boues primaires $S_1 = 20$ à 30 g/l

- Pour les boues secondaires $S_2 = 10 \text{ g/l}$

> Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = \Delta X_p / S_1 = 2271,78 / 25 =$$

$$Q_1 = 90,87 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = \Delta X_s / S_2 = 1084,21 / 10 =$$

$$Q_2 = 108,42 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = 199,29 \text{ m}^3/\text{j}$ > La concentration du mélange :

$$S = \Delta X_t / Q_t = 3355,99 / 199,29 =$$

$$S = 16,84 \text{ Kg/m}^3$$

> Le volume de l'épaississeur :

$$V = Q_t * T_s = 199,29 * 2 =$$

$$V = 398,58 \text{ m}^3$$

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

> La surface horizontale :

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

$$D = \sqrt{\frac{V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{398,58}{\pi * 4}} =$$

$$S_h = 99,65 \text{ m}^2$$

> Le diamètre :

$$= 11,27 \text{ m}$$

$$D = 12 \text{ m}$$

V.2.2.2. Dimensionnement du digesteur :

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

$$Q_d = 41,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

> Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = \Delta X_t / 80 = 3355,99 / 80 =$$

> Le temps de séjour du digesteur :

$$T_s = 175 * 10^{(-0,03.t)} \quad / \quad t = 35^\circ\text{C}$$

$$T_s = 15,6 \text{ jours}$$

> Le volume du digesteur :

$$V_d = Q_d * T_s = 41,95 * 15,6$$

$$V_d = 654,42 \text{ m}^3$$

> Le diamètre du digesteur :

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d}{H}} = \sqrt{\frac{654,42}{4}} = 12,66 \text{ m}$$

$$D_d = 14,5 \text{ m}$$

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

> La surface horizontale :

➤ La quantité de matières sèches des boues fraîches F_g :

$$F_g = Q_{BE} \cdot F_s \cdot K_s$$

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 4%

$$F_g = 1,68 \text{ tonne /j}$$

$$\text{Donc : } F_g = 41,95 \cdot 1 \cdot 0,04 =$$

➤ La quantité de matière organique dans la boue fraîche F_o :

$$S_h = \frac{F_g}{K_s} = \frac{1,68}{1} = 1,68 \text{ m}^3 \quad \left\| \quad S_h = 165,05 \text{ m}^2 \right.$$

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 \cdot 1,68$$

$$F_o = 1,01 \text{ tonne /j}$$

➤ La quantité du gaz produite Q_{gaz} :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{gaz} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} \cdot 1,01$$

$$Q_{gaz} = 821,97 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité moyenne du gaz :

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{gaz} = 0,75 \cdot Q_{gaz} = 0,75 \cdot 821,97$$

$$Q'_{gaz} = 616,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité du méthane (CH_4):

$$Q_{CH_4} = (0,6 \text{ à } 0,65) Q'_{gaz} \text{ on prend } Q_{CH_4} = 0,65 Q'_{gaz}$$

$$Q_{CH_4} = 0,65 \cdot 616,48$$

$$Q_{CH_4} = 400,71 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité du gaz carbonique CO₂ :**

$Q_{CO_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}}$ on prend $Q_{CO_2} = 0,3 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{CO_2} = 0,3 * 616,48$$

$$Q_{CO_2} = 184,94 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité restante de gaz :**

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₃,

$$H_2\ldots) Q_{\text{rest}} = 0,05. Q'_{\text{gaz}} = 0,05 * 616,48$$

$$Q_{\text{rest}} = 30,82 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité minérale dans la boue :**

$$F_m = F_g - F_o = 1,68 - 1,01$$

$$F_m = 0,67 \text{ tonne/j}$$

➤ **La quantité de boues digérées :**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r) $Q_r =$

$$F_{gf} \left(\frac{1}{d_g f_g} + \frac{1}{d_{ff} + 1} + \frac{1}{d_f} \right) \text{ [12]}$$

Avec:

f_g : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$f_g = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$$

d_g : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_g = 1 \text{ T/m}^3$ $F_{gf} =$

$$F_m + F_o (1 - 0,138 t^{0,1/2}) = 0,6 + 1,01 * (1 - 0,138 * 35^{1/2})$$

$$F_{gf} = 0,86 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 0,86 \left(\frac{1}{1} * 0,1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{1} \right)$$

$$Q_r = 9,84 \text{ m}^3/\text{j}$$

V.2.2.3. Dimensionnement des lits de séchage :

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à **3355.99 Kg/j**

➤ **Le volume d'un lit :**

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm [5]

On prend : $e = 30 \text{ cm}$

La longueur $L = (20 \text{ à } 30) \text{ m}$

On prend : $L = 30 \text{ m}$, $H = 1 \text{ m}$ et $B = 10 \text{ m}$

$$V = 10 * 30 * 0,3 = 90 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l [10]

On prenant une concentration de 50 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{\quad}{55} \text{ m}^3/\text{j}$$

> **Volume des boues épandues par lit et par an :**

On admet que le lit sert 15 fois par an donc :

$$V_a = 15 * V = 15 * 90 = 1350 \text{ m}^3$$

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

$$V_{an} = 67,12 * 365 = 24498,73 \text{ m}^3/\text{an}$$

> **Nombre de lits nécessaires :**

$$N = V_{an} / V_a = 24498,73 / 1350$$

$$N = 19 \text{ lits}$$

$$\text{La surface totale des lits de séchage sera : } S_T = L * B * N = 30 * 10 * 19 = 5700 \text{ m}^2$$

V.3.Variante à faible charge :

Pour ce qui concerne les boues provenant d'un traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées. Donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans les digesteurs, la filière choisie pour le traitement de ces boues est composé des étapes suivantes :

- L'épaississement ;
- Déshydratation naturelle (lits de séchage).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau qui vient après :

Tableau N°24 : Calcul des ouvrages de traitement à faible charge

Désignations	unité	2025	2040
- Dimensionnement de l'épaississeur			
• Concentration à l'entrée de l'épaississeur	g/l	10	10
• Débit journalier reçu par l'épaississeur	m ³ /j	264,26	147,45
• Temps de séjour	J	2	2
• Volume	m ³	528,52	250.04
• Hauteur	m	5	4
• Surface	m ²	105,7	62.51
• diamètre	m	11,6	9

Dimensionnement du lit de séchage			
• Longueur	m	30	20
• Largeur	m	10	10
• Hauteur	m	1	1
• Hauteur de boue dans le lit	m	0,3	0,3
• Volume	m ³	90	60
• Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	58,72	32,77
• La concentration de boues activées épaissies	g/l	45	45
• Nombre d'utilisation d'un lit par an	-	10	10
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	900	600
• Volume de boue à sécher par an	m ³ /an	21432.8	11961.05
• Nombre de lits	-	24	20
• La surface totale des lits de séchage	m ²	7200	4000

V.4.Conclusion :

Le but principal de ces traitements est la valorisation en agriculture pour l'amendement des sols comme engrais. En Algérie l'utilisation des boues comme élément fertilisant est mal connu malgré que les boues soient données gratuitement, et le seul frais à déboursier est le transport.

Chapitre VI :

Calcul Hydraulique

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.Emplacement des ouvrages dans le site de la station :

L'arrivée des eaux à la station d'épuration est comme suit :

- Les eaux usées et pluviales sont collectées dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage qui sert à séparer les eaux pluviales des eaux usées tel que :
- Les eaux pluviales sont déversées directement dans l'oued Rhio et les eaux usées sont dirigées vers les différents ouvrages de la station.

VI.3.Déversoir d'orage :

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits des eaux usées, appelées « débit en temps sec ».

Dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil frontal.

Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pte.s} = 220,57 \text{ l/s} = 0,221 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial a été estimé par la D.H.W. de **RELIZANE** à $Q_{pl} = 1250 \text{ l/s} = 1,25 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{cr} = Q_{pl} \cdot Z$$

Avec ; Z : Coefficient de retardement :

T_c : Temps de concentration, On prend $T_c = 20 \text{ min}$

Ce qui nous donnera : $Q_{cr} = 1,25 * (1 - 0,2) = 1 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{pte.s} + Q_{cr} = 0,221 + 1$$

⇒

$Q_v = 1,221 \text{ m}^3/\text{s}$

> A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2040 :

$$Q_v = 1,221 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1,2\%$$

Et d'après l'abaque de Basin [01] (annexe I) :

$$D_e = 1000 \text{ mm (diamètre à l'entrer du déversoir)}$$

$$Q_{ps} = 1,82 \text{ m}^3/\text{s (débit à pleine section)}$$

$$V_{ps} = 2,32 \text{ m/s (vitesse à pleine section)}$$

Et d'après l'abaque de Bazin [02] (annexe II) :

$$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 0,67 \text{ (rapport des débits)}$$

$$r_H = H_e/D_e = 0,59 \Rightarrow H_e = 0,59 * 1000 = 590 \text{ mm (hauteur de remplissage)}$$

$$r_v = V/V_{ps} = 1,06 \Rightarrow V = 1,06 * 2,32 = 2,46 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

> A l'aval du déversoir :

$$Q_{pte,p} = 0,385 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1,2\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 600 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,447 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1,60 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0,86$$

$$r_H = 0,7 \Rightarrow H_e = 0,7 * 600 = 420 \text{ mm}$$

$$r_v = 1,11 \Rightarrow V = 1,11 * 1,6 = 1,78 \text{ m/s}$$

Le débit diversé par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte,p} = 1,221 - 0,385$
 $Q_d = 0,836 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI. 3.1. Dimensionnement du déversoir d'orage:

La hauteur d'entrée **$H_e = 590 \text{ mm}$**

La hauteur de sortie **$H_s = 420 \text{ mm}$**

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) = (590 - 420) = 170 \text{ mm}$.

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = [Q_d] / (2m (2g)^{1/2} H_d^{3/2}) \text{ formule de Bazin}$$

m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,6$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s

$$b = [0,836] / [2 * 0,6 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,170^{3/2}] = 0,836 \text{ m}$$

On prend **$b = 1 \text{ m}$** .

VI.4.Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose : une pente de 3%

$$Q_d = 0,836 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin [01] (annexe I) on aura :

$$D_d = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1,56 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 3,1 \text{ m/s}$$

Donc $r_q = 0,54$ abaque de Bazin [02] (annexe II) on aura :

$$r_H = 0,51$$

$$r_V = 1,01$$

VI.5.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.5.1 .Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

Tableau N°25 : 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	989,72
Dessableur-déshuileur	289,26
Bassin d'aération	287,38
Décanteur secondaire	286,29
Bassin de désinfection	285,68

VI.5.2.Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :

Pour calculer les pertes de charge dans les conduites on utilisera la formule de Darcy définie par :

$$\pi^2 g D^5$$

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 diamètres des conduites.
- Le débit qui est connu.
- Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

VI.5.2.1.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'on leur impose une pente de 2,5% pour permettre un bon écoulement de l'eau et assurer l'autocurage avec une vitesse minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

Tableau N°26 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station

Ouvrages	L réelle (m)	Leq = 1,15 * L _{réelle} (m)
Dégrilleur -Dessableur-deshuilleur	5,9	6,785
Dessableur-déshuilleur - Bassin d'aération	29,54	33,971
Bassin d'aération - Décanteur II	26,32	30,268
Décanteur II - Bassin de désinfection	21,78	25,047

VI.5.2.2.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :

> Conduite dégrilleur- dessableur :

$Q_{pte.p} = 0,385 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 500 mm**

$$L_{eq} = 6,785\text{m} \quad = (1,14 - 0,86 \ln)^{-2} \text{ formule de Nicuradzi}$$

: coefficient de frottement

Puisque le PEHD à une rugosité de 0,1 mm donc :

$$= 0,0092$$

$$\frac{4 \times 9,81 \times 0,5}{\dots}$$

> **Conduite dessableur – bassin d’aération :**

$$Q_{pte,p} = 0,385 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : } D = 500 \text{ mm}$$

$$Leq = 33,971 \text{ m} = (1,14 - 0,86 \ln \dots)^{-2}$$

Puisque le PEHD à une rugosité de 0,1 mm donc :

$$= 0,0092$$

$$\frac{4 \times 9,81 \times 0,5}{\dots}$$

> **Conduite bassin d’aération – décanteur II :**

$$Q_{pte,p} = 0,385 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : } D = 500 \text{ mm}$$

$$Leq = 30,268 \text{ m} = 0,0092$$

$$\frac{4 \times 9,81 \times 0,5}{\dots}$$

> **Conduite décanteur II – bassin de désinfection :**

$$Q_{pte,p} = 0,385 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : } D = 500 \text{ mm}$$

$$Leq = 21,78 \text{ m} = 0,0092$$

$$\frac{4 \times 9,81 \times 0,5}{\dots}$$

VI .5.2.3.Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d’après l’équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1^2/2g$ 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 :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$ cote piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$ cote piézométrique au point (2).

$$C_{p2} = C_{p1} + H_{1-2}$$

> Cote piézométrique du dégrilleur :

On a Z_d = cote terrain du radier = 289 m

et la hauteur d'eau dans le dégrilleur est de $H_d = 1$ m

$$D'où C_{p d} = Z_d + H_d = 289 + 1$$

$$\Rightarrow \boxed{C_{p d} = 290 \text{ m}}$$

> Cote piézométrique du dessableur-déshuileur :

La hauteur d'eau dans le dessableur-déshuileur est de $H_{d-d} = 2$ m

$$H_d + Z_d = H_{d-d} + Z_{d-d} + H_{d-d-d}$$

$$Z_{d-d} = H_d + Z_d - H_{d-d} - \Delta H$$

$$Z_{d-d} = 1 + 289 - 2 - 0,024$$

$$Z_{d-d} = 287,98 \text{ m}$$

$$C_{p d-d} = Z_{d-d} + H_{d-d} = 287,98 + 2$$

$$\Rightarrow \boxed{C_{p d-d} = 289,98 \text{ m}}$$

> Cote piézométrique du bassin d'aération :

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BA} = 5$ m

$$H_{d-d} + Z_{d-d} = H_{BA} + Z_{BA} + H_{d-d-BA}$$

$$Z_{BA} = H_{d-d} + Z_{d-d} - H_{BA} - \Delta H$$

$$Z_{BA} = 2 + 287,98 - 5 - 0,12$$

$$Z_{BA} = 284,86 \text{ m}$$

$$C_{p BA} = Z_{BA} + H_{BA} = 284,86 + 5$$

$$\Rightarrow \boxed{C_{p BA} = 289,86 \text{ m}}$$

> Cote piézométrique du décanteur secondaire :

La hauteur d'eau dans le décanteur secondaire est de $H_{dII} = 5$ m

$$H_{BA} + Z_{BA} = H_{dII} + Z_{dII} + H_{BA-dII}$$

$$Z_{dII} = H_{BA} + Z_{BA} - H_{dII} - \Delta H$$

$$Z_{dII} = 5 + 284,86 - 5 - 0,11$$

$$Z_{dII} = 284,75 \text{ m}$$

$$C_{p dII} = Z_{dII} + H_{dII} = 284,75 + 5$$

$$\Rightarrow \boxed{C_{p dII} = 289,75 \text{ m}}$$

> Cote piézométrique du bassin de désinfection :

La hauteur d'eau dans le bassin de désinfection est de $H_{Bd} = 3$ m

$$H_{dII} + Z_{dII} = H_{Bd} + Z_{Bd} + H_{dII-Bd}$$

$$Z_{Bd} = H_{dII} + Z_{dII} - H_{Bd} - \Delta H$$

$$Z_{Bd} = 3 + 284,75 - 3 - 0,079$$

$$Z_{Bd} = 282,67 \text{ m}$$

Chapitre VI

$$C_p B_d = Z_{Bd} + H_{Bd} = 282,67 + 3$$

Calcul hydraulique

=

$$C_p B_d = 285,67 \text{ m}$$

Tableau N°27 : Récapitulatif des résultats

Désignations	Cote (m) terrain	Cote radier (m)	Plan d'eau (m)	(m)	Cote (m) piézométrique
-dégrilleur	989,72	289	1		290
-désableur-déshuileur	289,26	287,98	2	0,024	289,98
-bassin d'aération	287,38	284,86	5	0,12	289,86
-décanteur secondaire	286,29	284,75	5	0,11	289,75
-bassin de désinfection	285,68	282,67	3	0,079	285,67

Conclusion :

De manière générale, Le dimensionnement adéquat des ouvrages constituant une station d'épuration des eaux usées est tributaire du débit de pointe en tenant compte de la dilution pour ne pas affecter le rendement épuratoire de la station d'épuration.

Afin d'éviter un surplus d'apport des eaux usées à la station d'épuration, on a dimensionné un déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser cet apport.

Pour une exploitation rationnelle de notre station, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont constituées.

Chapitre VII :

Gestion et Exploitation

Chapitre VII : Gestion et exploitation :

VII.1. Introduction :

Le bon fonctionnement d'une station d'épuration repose sur une exploitation efficace, un suivi, une surveillance et un entretien continu pour atteindre ces objectifs. Il faut assurer :

- + Une assistance technique continue pour le bon fonctionnement des ouvrages de toute la filière de traitement.
- + Le dépannage immédiat des appareils défectueux.
- + L'entretien des conduites, des accessoires et des équipements mécaniques.
- + La formation d'une équipe de techniciens ayant pour mission de vérifier au moins quatre fois par an tous les ouvrages de traitement et d'estimer leurs rendements et d'étudier les possibilités de leurs amélioration.
- + Une formation de base des agents d'exploitation sera orientée vers les techniques de traitement et d'épuration des eaux usées.

Généralement cette formation est assurée par le fournisseur des équipements pendant une durée d'un (01) mois.

VII.2. AMENAGEMENT SPECIAUX :

Parmi les aménagements spéciaux rencontrés dans une station d'épuration :

- + La voirie d'accès et la voirie pour la circulation à l'intérieur de la station.
- + Le réseau d'alimentation en eau pour le lavage des installations et la desserte des locaux annexes et des bouches d'arrosage des parterres.
- + Les locaux annexes comportant l'administration, le laboratoire, le magasin, salle de contrôles.. etc.
- + Le boisement au tour de la station.
- + Dans la station, il faut avoir un matériel de laboratoire qui permet le bon contrôle du fonctionnement des installations et un matériel de rechange nécessaire au remplacement du matériel installé dans l'hypothèse d'une usure ou d'une panne.

La gestion et la surveillance de la future station de AMMI MOUSSA doit être organisé en (03) fonctions principales :

Une fonction exploitation.

- > Une fonction maintenance
- > Une fonction laboratoire.

L'ensemble de ces activités est placé sous l'autorité d'un chef de station qui en assure la coordination.

VII.3. Missions :**VII.3.1 .Exploitation :**

La section exploitation est confiée à deux équipes :

- + Une équipe chargée de l'organisation du travail en quart (2x12) et qui assure la surveillance du fonctionnement de la station.
- + Une équipe chargée de l'entretien des ouvrages.

VII.3.2.Maintenance :

La structure de maintenance assure l'ensemble des opérations d'entretien préventif et intervient sur les équipements (mécaniques, Electromécaniques et hydrauliques).

La maintenance est confiée à deux équipes spécialisées :

- Une équipe chargée de la station elle-même.
- Une équipe chargée des stations de relevages.

VII.3.3.Laboratoire :

Le laboratoire a pour mission principale le contrôle de la qualité des eaux à l'entrée et à la sortie (avant et après l'épuration). Il effectue l'ensemble des analyses nécessaires au contrôle et à la régulation du processus d'épuration.

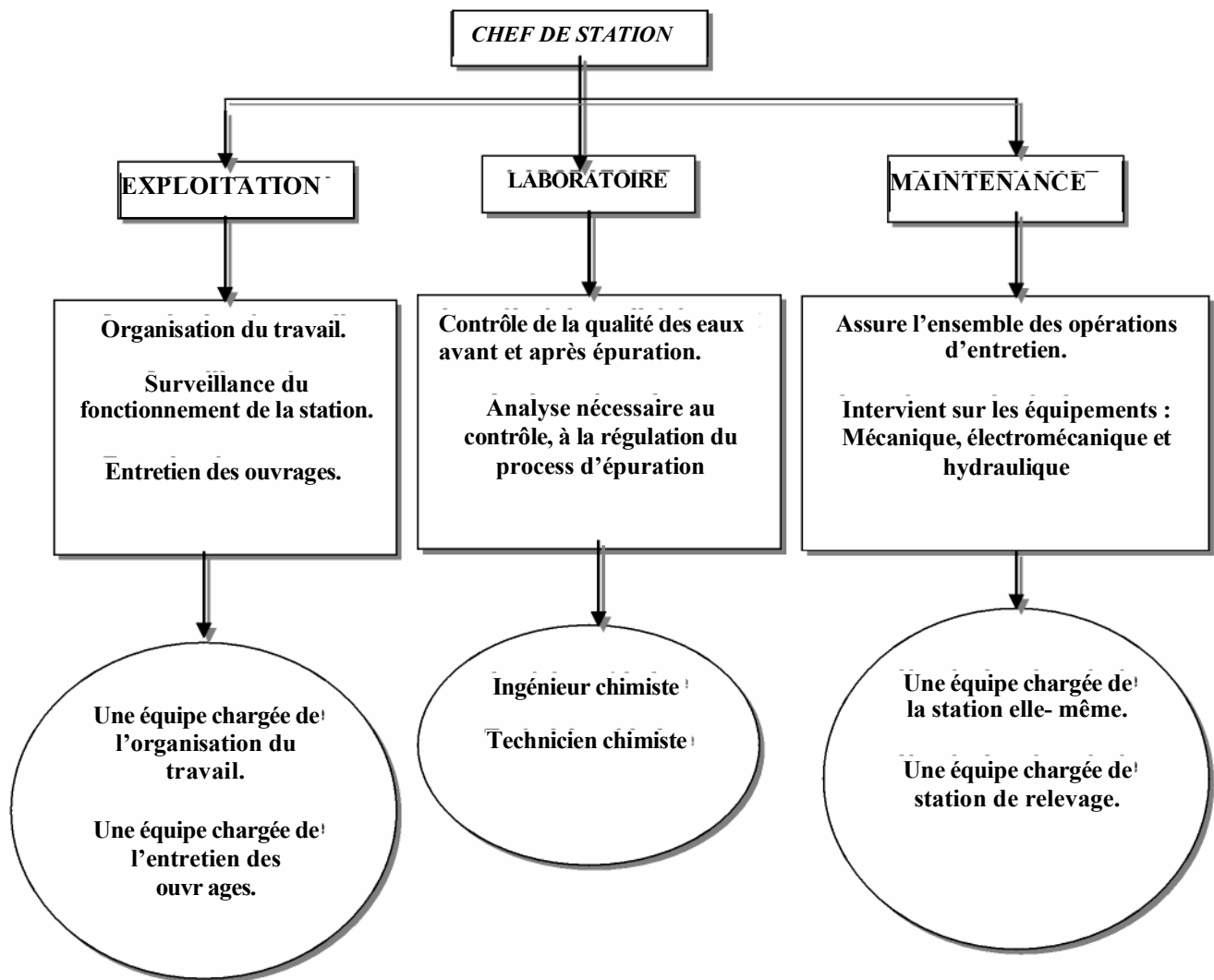
VII.3.4.Moyens matériels :

Pour l'exploitation, la station doit disposer d'une hydrocureuse, d'un matériel roulant et de TP et d'un outillage spécifique.

Pour la maintenance, la station est dotée d'un outillage spécifique qui permettra d'intervenir sur les différents équipements.

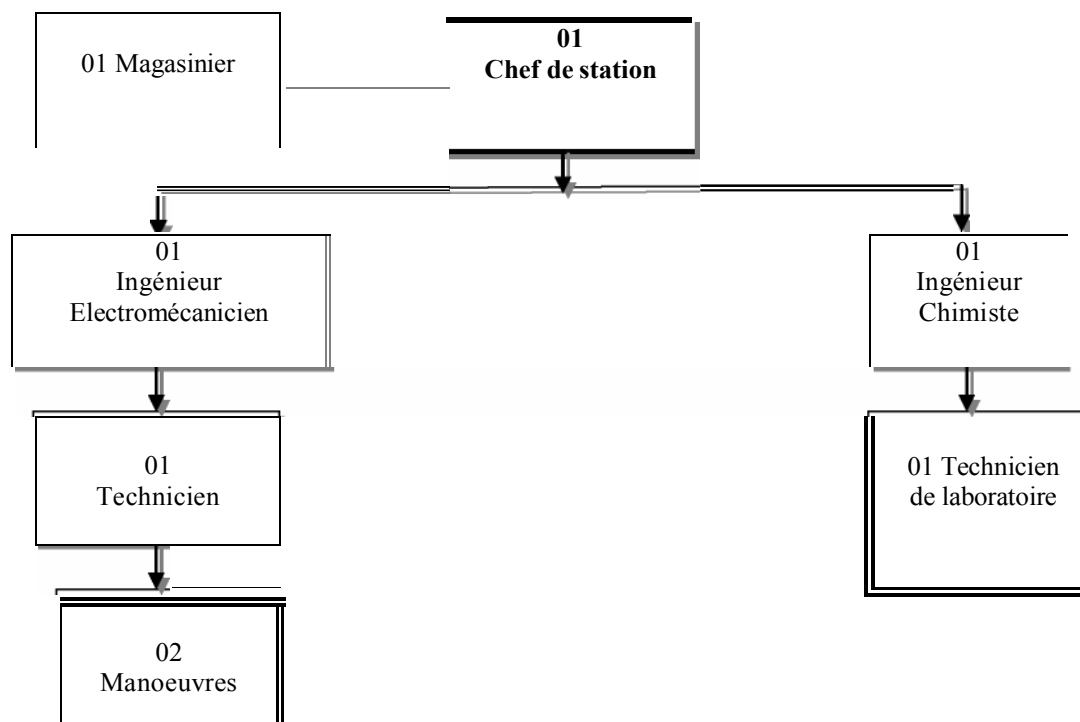
Le laboratoire doit être équipé principalement du matériel ci-après désigné :

- | | |
|------------------------------|-----------------------------|
| - 01 Incubateur | - 01 Conductimètre |
| - 01 Etuve de séchage | - 01 Four à moufle |
| - 01 Réfrigérateur | - 01 Appareil digesdahl |
| - 01 DBO mètre | - 01 Lot de verrerie |
| - 01 DCO mètre | - 01 Centrifugeuse |
| - 01 Spectrophotomètre. | - 01 Dessiccateur |
| - 01 Microscope électronique | - 01 Balance de précision |
| - 01 Oxymètre | - 01 Distillateur |
| - 01 pH mètre | - 01 Disque blanc de Secchi |

VII.3.5.Organigramme :

Le personnel chargé de gérer la station peut être composé de :

- 1' (01) chef de station ;
- 1' (01) Ingénieur électromécanicien ;
- 1' (02) Techniciens (laboratoire + Equipements électromécaniques) ;
- 1' (01) Manœuvre ;
- 1' (01) Ingénieur chimiste (Procès) ;
- 1' (01) Ingénieur Procès ;
- 1' (01) Manœuvre ; 1' (01) Magasinier ; 1' (02) chauffeurs (léger et lourd) ;
- 1' (02) gardiens (jour et nuit).

VII.3.6.Organigramme des moyens humains :**VII.4. Entretien des ouvrages :****VII.4.1.Le dégrilleur :**

Le dégrilleur est un ouvrage métallique qui doit être protégé au moyen d'un vernis anti rouille.

- Les déchets de dégrillage contiennent 80% environ de matière organique qui risque de se putréfier rapidement, il est donc recommandée d'évacuer ces déchets quotidiennement est avec un jet d'eau, nettoyer les parois des grilles et les râteaux pour enlever les matières adhérentes putrescibles.
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation (arrêt et mise en service automatique, contrôle de la chaîne d'entraînement du râteau).

VII.4.2.Le déssableur- déshuileur :

- Vérifier quotidiennement le niveau du sable dans les puisards en cas ou celui-ci dépasse le niveau maximal du seuil, on actionnera alors le pont roulant en mettant en route les pompes « Air lift » ;
- Les sables extraites seront alors stockés dans la cunette centrale, l'extraction de ces dernières sera faite manuellement une fois tous les 3 à 4 jours.

VII.4.3.Le bassin d'aération :

- Contrôler et intervenir pour que tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement ;
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs ;
- Lavage au jet d'eau des parties non immergées (déversoirs, caniveaux) une fois par semaine.

VII.4.4.Clarificateur :

- Maintenir les ouvrages et abords en état de propreté ;
- Analyse de l'eau épurée après clarification (DBO5, DCO, MES) ;
- Nettoyage quotidien par brassage des canaux de déversoirs ;
- Les réactifs utilisés pour la désinfection doivent être stockés dans des endroits isolés et secs afin de conserver leurs efficacités.

VII.4.5.Epaississeur :

- Le dispositif de raclage doit fonctionner 24 sur 24 heures. Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement mécanique et électromécanique de ce circuit ;
- Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux de surverse et des boues épaissies.

VII.4.6.Désinfection des eaux épurées :

- Maintenir quotidiennement 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 véhiculant du chlore.

VII.4.7.Lits de séchage :

- **L'épaisseur de boues à admettre sur les lits de séchage ne doit pas dépasser 40 cm.**
- **Il est formellement déconseillé d'admettre de nouvelles boues sur un lit de séchage en cours de déshydratation.**

VII.5. Contrôle de fonctionnement :

Le fonctionnement d'une station d'épuration exige une attention particulière afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents.

Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

- **Contrôles journaliers :** Qui peuvent être effectués par l'exploitant. Différents tests ou observations permettent d'apprécier si la station fonctionne dans des conditions normales :
 - Test de décantabilité et de turbidité ;
 - Odeurs ;
 - Couleurs des boues.

- **Contrôles périodiques :**

L'objet de ces visites est de permettre, en fonction des résultats et conclusions dégagés de l'observation de fonctionnement des ouvrages et des tests et analyses effectués, 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 M.E.S, la teneur en M.V.S ;
- 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 d'au moins une fois par an, consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :

- Des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24 h à partir de prélèvements d'échantillons moyens représentatifs (mesure des débits et des différents paramètres de pollution : DBO, DCO, MES, N, Phosphore) ;
- Des analyses sur l'effluent épuré qui pourront s'effectuer à partir de prélèvements effectués toutes les heures, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit [11].

VII.6. Mesure de paramètres de fonctionnement de la station :

- **Mesure de la teneur en oxygène dissous :**

La mesure de la teneur en oxygène dissout est réalisée à l'aide d'une sonde à oxygène dans le bassin d'activation 15 mn après la mise en route des systèmes d'aération. Le but de cette opération est de mesurer une concentration moyenne en oxygène dissous comprise entre 0,5 et 2 mg/l.

- **Mesure de PH et Température :**

La mesure du pH est indispensable et cela pour connaître le degré d'alcalinité et d'acidité du milieu.

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station et cela pour prendre toutes les mesures pour le bon fonctionnement des ouvrages.

• Mesure de la Turbidité :

La turbidité des effluents est en général très élevée, mais pour une eau bien épurée la turbidité est moins élevée.

Dans le domaine de l'exploitation des stations d'épuration, la méthode de SECHI est très largement utilisée. Cette méthode consiste à plonger un disque blanc circulaire de 50 cm de diamètre, fixé en son centre à une tige métallique rigide d'une longueur de 2 à 3 m, jusqu'à ce qu'il semble disparaître à la vue, on repère alors le niveau d'immersion h_i :

La qualité de l'eau traitée est :

- mauvaise si $h_i < 20$ cm ;
- bonne si $h_i = 50$ cm ;
- très bonne si $h_i = 60$ cm.

VII.7. Formation dans le recyclage du personnel :

La formation de base de l'agent d'exploitation sera orientée vers les métiers de la mécanique- électromécanique, mais il devra obligatoirement faire preuve d'une grande ouverture d'esprit pour acquérir les connaissances complémentaires indispensables en chimie, biochimie et biologie.

L'exploitant d'une station d'épuration reçoit une formation pluridisciplinaire diversifiée qui doit lui permettre d'accomplir efficacement les tâches multiples qui lui incombent :

- Surveillance des eaux usées et traitées ;
- Réglage des paramètres de fonctionnement de l'épuration primaire et biologique.

Conclusion :

Gérer et exploiter une STEP reposent essentiellement sur deux (02) critères que l'exploitant doit impérativement respecter et appliquer rigoureusement :

1- L'entretien permanent de l'ensemble des ouvrages de la STEP permet d'exploiter la station dans de très bonnes conditions et contribuer ainsi à ses performances et à l'augmentation de sa durée de vie.

2- L'hygiène et la sécurité dans le travail est un paramètre important car il y va de la santé et même de la vie de l'ensemble du personnel de la station.

Conclusion générale

La station d'épuration est un outil fondamental pour d'une part la protection des milieux aquatiques naturels contre les nuisances provoquées par les matières polluantes charriées par les eaux usées et d'autre part pour la valorisation et la réutilisation de cette ressource en agriculture.

La conception des stations d'épuration en Algérie, est devenue aujourd'hui une grande nécessité, surtout avec le déficit hydrique, et les besoins en eau de plus en plus croissant en irrigation.

Au terme de ce travail on a montré que l'implantation de la STEP de AMMI MOUSSA est une nécessité pour protéger le milieu récepteur (barrage GA RGA R) qui a un caractère socio-économique très important aussi bien à l'échelle local qu'à l'échelle nationale et conserver aussi le milieu naturel qui a un caractère rural et agricole.

Le projet en question s'inscrit dans le contexte relevé, il vise à concevoir une station d'épuration à boues activées vu que les eaux rejetées sont biodégradables, en tenant compte de deux variantes :

- A faible charge, car les charges polluantes enregistrées actuellement sont assez faibles vu le manque exclusif de l'activité industrielle.
- A moyenne charge, si on tient compte du fait que la ville de AMMI MOUSSA sera aménagée et bénéficiera d'une extension assez importante qui va engendrer sans doute, des charges polluantes supplémentaires.

Le choix entre les deux variantes dépend de la taille de l'agglomération étudiée, l'impact sur l'environnement et des coûts en investissement et en fonctionnement.

Pour le dimensionnement, on a choisi la variante à faible charge car c'est la variante la plus économique et en plus de ça elle nous donne un meilleur rendement.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et sa pérennité sont étroitement liées à l'entretien et à la bonne gestion de celle-ci.

Nous recommandons que les eaux usées de la station soient valorisées et réutilisées à des fins agricoles sous réserve que leurs caractéristiques soient compatibles avec les exigences de protection de la santé publique et de l'environnement.

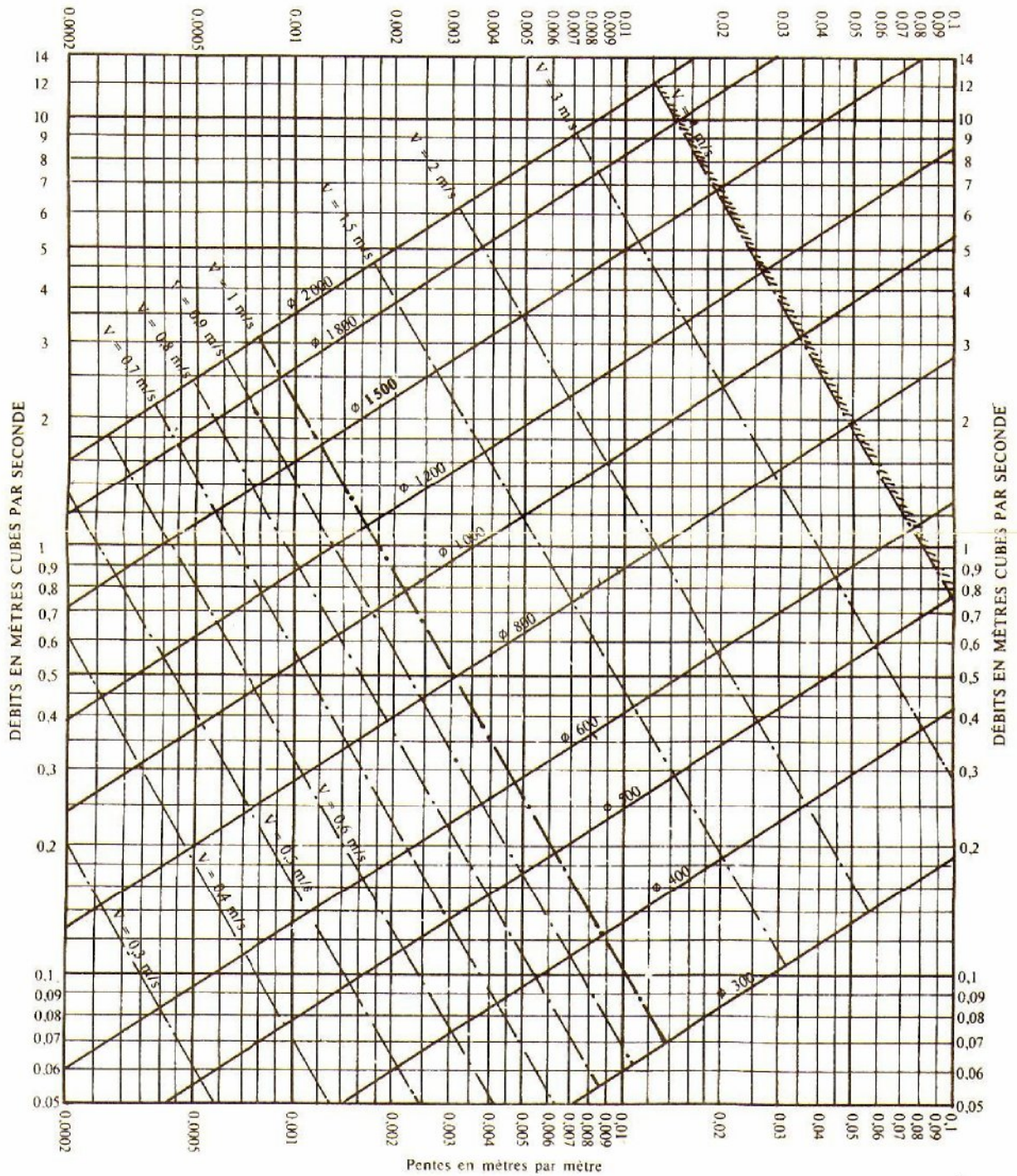
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. **ABDELKADER GAÏD** : Épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2
Office de publication universitaire, Alger 1984, 260 p.
- [2]. **Y.GERVAISE, P.BLANFUNE** : Qualité de l'eau, environnement
AFNOR 1994, 861p
- [3]. **F.Valiron** : Maîtrise de la pollution urbaine, état de l'art
Edition technique et documentation, Lavoisier 1992, 564 p.
- [4]. **ALAIN DUPOUY** : Mémento technique de l'eau.
Edition technique et documentation, Lavoisier. 1989, 1459 p.
- [5]. **Claude Cardot** : Guide technique de l'assainissement.
Edition le moniteur. Paris 2006, 726 p.
- [6]. **Dia Prosum** : Épuration des eaux résiduaires
Edition EYROLLES 1975, 439 p.
- [7]. **JAQUES BERNARD, COLETTE CAERELS, GENEVIERE DIEBLOT** :
Le Mémento technique de l'eau.
Tome 2. Degrément 1989, 1459 p.
- [8]. http://www.oieau.fr/Re_FEA/module_2d.htm/.
- [9]. **W.W Echenfelder** : Gestion des eaux usées urbaines et industrielles.
Technique et documentation (Lavoisier) 1982, 503 p.
- [10]. **M. CARLIER** : Hydraulique générale et appliquée.
Edition EYROLLES 1972, 582 p.
- [11]. **P.BECHAC, P.BOUTIN, B.MERCIER, P.NUER** : Traitement des eaux usées.
EYROLLES Paris 1984, 281 p.
- [12]. **OLIVIER ALEXANDRE, CATHERINE BOUTIN, PHILIPPE DUCHENE** :
Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FND AE n°22 Document
technique.
Camegref, CSTB 1998, 96 p
- [13]. **A.LENCASTRE** : Hydraulique générale.
Edition EYROLLES 2002, 633p.

ANNEXES

ANNEXE I

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

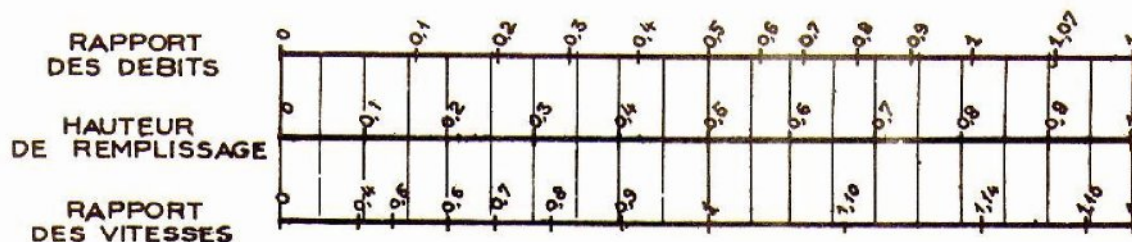


ANNEXE II

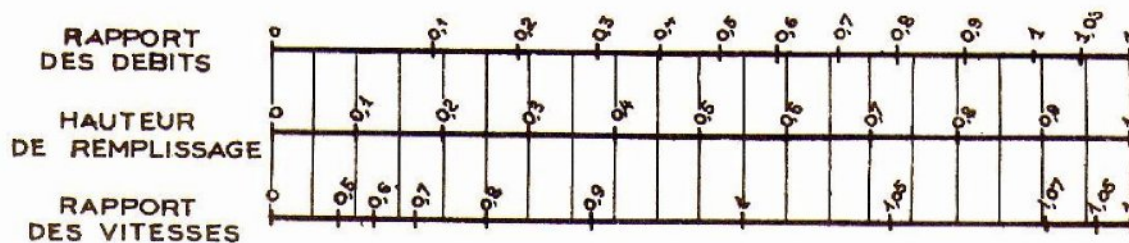
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section