

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

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAIN

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Assainissement

THEME:

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE LA VILLE
DE SIDI ALI LEBHAR (W.BEJAIA)**

Présenté par :

Mr HAMITOCHE RABAH

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^{me} MEDDI Hind	M.C.B	Présidente
M ^r DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M ^{me} HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M ^r BOUNNAH Younes	M.A.B	Examineur
M ^r TAARABET Mohamed	Ingénieur (APC de Bouinnan)	Invitée
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Promoteur

Septembre- 2014

Remerciements

Avant tout, je tiens à remercier mon dieu de m'avoir donné le courage et la patience pour réaliser ce modeste travail.

A l'occasion de la rédaction de ce mémoire de fin d'études je tiens particulièrement à remercier M. HACHEMI, pour la disponibilité et la confiance qu'il m'a accordées au cours de ces mois de travail.

Je remercie l'ensemble des travailleurs de la direction des ressources en eau de la wilaya de Béjaïa pour leur soutien, en particulier M.ABA et M.SEMAOUN.

Un grand merci pour le personnel de la subdivision d'hydraulique d'El-kseur, M.RAMDANI, Lounis, Kahina, Mouloud, Myassa.

Je souhaite également remercier les enseignants de l'ENSH ; et tous mes enseignants du primaire jusqu'au lycée.

Je remercie tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.

Sans oublier de remercier tous mes amis de l'ENSH et en particulier Fodil, Rachid, Mahdi, Omar, Kaci, Mouloud pour leur soutien moral.

Un très grand merci pour ma famille, mes parents, mes sœurs, mes frères Habib et Lounis pour leur soutien financier et moral.

Enfin je remercie tous ceux qui ont cru en moi

.

Dédicace

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

A mes sœurs : Malika, Akila, Sabiha et Lila

A mes deux frères : Habib et Lounis

A mes amis : Halim, Koussila, et Arezki

A mes grandes mères : Safiya et Fatma

A mon grand père : Belkacem

A mon oncle Ahmed et son épouse Saliha

A mes cousins et cousines

Je dédie ce mémoire.

لخطر الذي تشكله مياه الصرف المنبعثة من دينة سيدي علي (ولاية بجاية)

الحفاظ على الساحل و خليج بجاية، ارتأينا إقامة محطة تطهير المياه المستعملة .

في هذه المذكرة قمنا للتطهير باستعمال . هذه المحطة مجسدة على مرحلتين :

- الأولى معالجة المياه المستعملة في أفق 2025 . 72466
- الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة الاستيعاب إلى 95461 إلى 2040.

في هذه المذكرة قمنا أيضا بدراسة لكل من المرحلتين للوصول الي هدفنا الذي هو القضاء على الأزوت بواسطة الأحواض بلا أكسجين.

Résumé

Vu le danger présente par les rejets de la ville de Sidi Ali Lebhar (wilaya de Bejaïa), qui sont rejetés directement sur la mer. Et dans le souci de la protection du littoral et de la baie de Bejaïa, une station d'épuration est indispensable pour cette région.

Notre objectif consiste à faire la conception d'une station d'épuration à boues activées. Cette station se réalise en deux phases :

- La première phase permettra de traiter la pollution de 72 466 équivalents habitants à l'horizon de 2025.
- La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station pour atteindre une capacité de 95 461 EH à l'horizon de 2040.

Dans ce travail, on a étudié ces deux phases pour atteindre notre objectif qui est basé sur l'élimination de l'azote par l'intermédiaire du bassin d'anoxie.

Abstract

Saw the danger presented by the discharges from the town of Sidi Ali Lebhar (town of Bejaïa), which are emitted directly on the sea. And in the interests of the protection of the coastline and the bay of Bejaïa, a purification plant for this region is necessary.

In this work, we made a design of a wastewater treatment plant to activate sludge. The study is divided into two phases:

- The first phase will address the pollution of 72 466 equivalent inhabitants by 2025.
- The second phase (extension) corresponds to an increase of the initial capacity of the plant to a capacity of 95 461 equivalent inhabitants in 2040.

In this work, we studied this two phases for to get our object who is bases in clearance to azote by middle basin anoxia.

Table des matières

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
I. 1 Situation géographique.....	1
I. 2 Situation climatique.....	3
I. 3 Situation démographique.....	5
I. 4 Situation hydraulique.....	8
I. 5 Situation géologique et géotechnique.....	8
I. 6 Situation topographique.....	8
Conclusion.....	9

CHAPITRE II : Procédés d'épuration des eaux usées

Introduction.....	12
II. 1 Le prétraitement et traitement primaire.....	12
II. 1. 1 Le prétraitement.....	12
II. 1. 1. 1 Le relevage.....	12
II. 1. 1. 2 Le dégrillage.....	12
II. 1. 1. 3 Dessablage.....	14
II. 1. 1. 4 Déshuilage-dégraissage.....	14
II. 1. 2 Le traitement primaire.....	15
II. 1. 2. 1 La décantation et la sédimentation d'une particule dans un liquide.....	15
II. 1. 2. 2 Les différents types de décanteur (décantation).....	16
II. 1. 2. 3 Traitements physico-chimiques.....	17
II. 2 Le traitement secondaire ou biologique.....	18
II. 2. 1 Les procédés intensifs ou artificiels.....	18
II. 2. 2 Les procédés extensifs ou naturels.....	21
II. 3 Le traitement tertiaire.....	24
II. 3. 1 La déphosphatation (élimination de phosphore).....	24
II. 3. 2 La désinfection.....	25
Conclusion.....	27

CHAPITRE III : Evaluation qualitative et quantitative de la pollution

Introduction.....	28
III. 1 La pollution de l'eau.....	28
III. 1. 1 La pollution organique.....	28
III. 1. 2 Pollution minérale.....	28
III. 1. 3 Pollution microbiologique.....	28
III. 2 Les paramètres de pollution.....	29
III. 2. 1 Paramètres physiques.....	29
III. 2. 2 Paramètres chimiques.....	30
III. 2. 3 Paramètres biologiques.....	32
III. 3 Les normes de rejet.....	32
III. 4 Caractéristiques de l'effluent à traiter.....	33
III. 4. 1 Echantillonnage et paramètres analysés.....	33
III. 4. 2 Estimation des charges hydrauliques et charges polluantes.....	35
Conclusion.....	39

CHAPITRE IV: Procédé d'épuration par boues activées

Introduction.....	40
IV. 1 Principe du traitement par boues activées (culture libre).....	40
IV.2 Le bassin d'aération.....	43
IV. 2. 1 Bassin à flux piston.....	43
IV. 2. 2 Bassin à mélange intégral.....	44
IV. 2. 3 Bassins à boucle fermée.....	44
IV. 3 Paramètres de traitement.....	45
IV. 3. 1 Facteurs de charges.....	45
IV. 3. 2 Age Des Boues.....	46
IV. 3. 3 Indice de Mohlman I_M	46
IV. 3. 4 Indice de Donaldson I_D	47
IV. 4 Le clarificateur (décanteur secondaire).....	47
IV. 5 Filière de traitement des boues.....	47
IV. 5. 1 Origine et composition des boues.....	48
IV. 5. 2 Méthodes de traitement et d'élimination des boues.....	48
Conclusion.....	53

CHAPITRE V: Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Introduction.....	54
V. 1 Le prétraitement.....	54
V. 1. 1 Dimensionnement du dégrilleur.....	54
V.1. 2 Dimensionnement du dégraisseur-déssableur.....	61
V.2 Le traitement biologique.....	66
V. 2. 1 Caractéristiques de la variante à faible charge.....	66
V. 2. 2 Les différentes charge en DBO_5	66
V. 2. 3 Etude de la variante à faible charge en bassin unique.....	67
V.2. 4 Etude de la variante à faible charge avec bassin d'anoxie en tête.....	80
V.3 Le traitement tertiaire (ou la désinfection).....	91
V.4 Le traitement des boues.....	93
Conclusion.....	96

CHAPITRE VI: Calcul hydraulique de la Step

Introduction.....	97
VI. 1 Dimensionnement de la conduite By-pass.....	97
VI. 2 Dimensionnement de la conduite d'amenée.....	97
VI. 3 Dimensionnement de poste de relevage.....	97
VI. 4 Profil hydraulique.....	100
VI. 5. 1 Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages.....	100
Conclusion.....	101

CHAPITRE VII: Gestion et exploitation de la Step

Introduction.....	102
VII. 1 Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration.....	102
VII. 2 Contrôle de fonctionnement.....	102
VII. 3 Dispositifs d'entretien des ouvrages.....	103
VI. 4 Hygiène et sécurité.....	105
Conclusion.....	105

Conclusion générale

Liste des tableaux

Tableau I.1 : moyenne mensuelle et annuelle des précipitations	4
Tableau I.2 : moyenne mensuelle et annuelle des températures	4
Tableau I.3 : moyenne mensuelle et annuelle d'ensoleillement	5
Tableau I.4 : moyenne mensuelle et annuelle d'évaporation	6
Tableau I.5 : moyenne mensuelle de la vitesse des vents	7
Tableau I.6 : moyennes mensuelle et annuelle de l'humidité	8
Tableau I.7 : population actuelle et future	9
Tableau III.1 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets	33
Tableau III.2 : Les principaux paramètres examinés.....	34
Tableau III.3 : Normes de pollution des eaux usées résiduaires urbaines.....	34
Tableau III.4 : Résultats de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la zone d'étude	34
Tableau III.5 : Calcul du débit d'eau usée total	37
Tableau III.6 : Récapitulatif de la composition des eaux usées	39
Tableau IV.1 : Classification des procédés de traitement par boues activées	46
Tableau V.1 : Espacement et épaisseur des barreaux	55
Tableau V.2 : les valeurs de selon la forme des barreaux	57
Tableau V.3 : Tableau de calculs du dégrilleur	60
Tableau V.4 : Dimensions du dessableur-dégraisseur	65
Tableau V.5 : Valeur de la vitesse ascensionnelle en fonction de l'indice de Mohlman	76
Tableau V.6 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040)	78
Tableau V.7 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040)	89
Tableau V.8 : Dimensions du bassin de désinfection	93
Tableau V.9 : Dimensionnement de l'épaississeur et de filtre à bandes (2025 et 2040)	96
Tableau VI.1 : Dimensions du puisard.	98
Tableau VI.2 : Côtes terrain naturel d'implantation des différents ouvrages.....	100
Tableau VI.3 : Les différentes cotes des ouvrages de la STEP et le diamètre des conduites	101

Liste des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la zone d'étude	2
Figure I.2 : Vue aérienne de la zone d'étude (Source Google Earth).....	2
Figure I.3 : site d'implantation de la future STEP de Sidi Ali Lebhar	3
Figure I.4 : Evolution de la population selon chaque horizon	7
Figure II.1 : Ouvrage de dégrillage	13
Figure II.2 : grille mécanique droite	13
Figure II.3 : Grille mécanique courbe	14
Figure II.4 : Racleur d'un dégraisseur-déssableur	15
Figure II.5 : Décanteur lamellaire à contre-courant	17
Figure II.6 : Schéma d'un décanteur circulaire avec raclage des boues	17
Figure II.7 : Schéma d'épuration par lits bactériens	20
Figure II.8 : Ouïes d'aération du lit bactérien	20
Figure II.9 : Schéma d'épuration par disques biologiques	21
Figure II.10 : Disques biologiques	21
Figure II.11 : Schéma d'épuration par lagunage naturel	23
Figure IV.1 : Schématisation du principe d'épuration par boues activées	40
Figure IV.2 : filière de traitement par boues activées	41
Figure IV.3 : La combinaison d'aérateur et décanteur secondaire	41
Figure IV.4 : Développement d'une culture bactérienne	42
Figure IV.5 : Bassin d'aération	43
Figure IV.6 : principe du flux piston	44
Figure IV.7 : Bassin à mélange intégral	44
Figure IV.8 : les bassins à boucle fermées (Potier 2005)	45
Figure IV.9 : Décanteur circulaire avec raclage des boues	47
Figure IV.10 : Schéma de principe d'un épaisseur gravitaire	50
Figure IV.11 : lit de séchage planté de roseaux	52
Figure IV.12 : Déshydratation mécanique par filtre à bandes	53

Liste des planches

Planche N°1 : Plan topographique de la STEP de Sidi Ali Lebhar (W.Béjaia)

Planche N°2 : Vue en plan de la Step de Sidi Ali Lebhar (W.Béjaia)

Planche N°3 : Schémas détaillés des ouvrages de la Step

Planche N°4 : Profil hydraulique de la station d'épuration de Sidi Ali Lebhar (W.Béjaia)

Introduction générale

« **L'eau est la vie** », c'est le slogan de la vie humaine. Ainsi le survivre de cette race revient toujours à la ressource hydrique. Quelque soit l'usage de cette ressource précieuse, on l'a vu quelle passe de plusieurs états et de transformations.

En effet l'eau devient polluée après son usage et les rejets fortement chargés en matière polluante déversés sans traitement dans le milieu naturel engendrent des déséquilibres biologiques pour la faune et la flore, mais aussi des maladies (épidémies) dangereuses pour l'homme.

La dépollution des eaux usées est devenue un impératif pour nos sociétés modernes. En effet, le développement des activités humaines s'accompagne inévitablement d'une production croissante de rejets polluants. L'assainissement des eaux usées (ou dépollution) répond à deux préoccupations essentielles : préserver la santé humaine et préserver l'environnement.

Dans le cadre de ces types d'aménagement hydraulique, l'Algérie lance un très vaste programme pour la réalisation des stations d'épurations afin de préserver le milieu naturel. Et voir l'importance de la situation de notre zone d'étude qui se situe dans la wilaya de Béjaia, car c'est une wilaya côtière. Afin de veiller sur la propreté de sans littoral et la baie de Béjaia qui est polluée par les rejets des localités voisine, elle s'y bénéficie d'une station d'épuration d'environ 95 000EH.

En outre la réserve de l'environnement pour la wilaya de Béjaia devient de plus en plus un objectif primordial à atteindre pour quelle soit une ville d'excellence pour le tourisme.

Le traitement biologique des eaux usées est le procédé qui permet la dégradation des polluants grâce à l'action de micro-organismes. Ce processus existe spontanément dans les milieux naturels tels que les eaux superficielles suffisamment aérées. Une multitude d'organismes est associée à cette dégradation selon différents cycles de transformation. L'élimination de la pollution organique sous forme finement colloïdale ou en solution, est essentiellement le fait de procédés d'épuration biologiques. Dans l'état actuel de nos connaissances, la voie biologique constitue, en raison de son efficacité et de sa rusticité, le mode le plus utilisé d'épuration secondaire des eaux résiduaires urbaines et de certaines eaux industrielles.

Dans notre travail, on réalisera une étude de conception d'une station d'épuration à boues activées pour la ville de Sidi Ali Lebhar, dans le but de préserver le littoral et la baie de Béjaia. En outre ce travail débutera de la présentation de la zone d'étude et terminera par la gestion de cette station.

Dans ce mémoire, on va étudier deux variantes, à savoir à faible charge en bassin unique et celle à faible charge avec bassin d'anoxie en tête pour deux horizons d'étude (horizon 2025 et 2040).



Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

L'étude de conception d'une station d'épuration exigera une recueille des données sur la zone concernée.

En outre, leur présentation est une phase importante pour le futur choix de la variante d'aménagement hydraulique.

Donc pour bien entamé la conception de cette station d'épuration, une véritable étude de situation et connaissance de la région sera réalisée dans ce présent chapitre. Donc ces différentes situations sont :

- Situation géographique
- Situation climatique
- Situation démographique
- Situation hydraulique
- Situation géologique et géotechnique
- Situation topographique

I.1 Situation géographique

La wilaya de Béjaïa est située au nord-est de l'Algérie dans la région de la Kabylie. Elle est limitée au nord par la mer méditerranée, au sud par les wilayas de Bouira et de Bord Bou-Argeridj, à l'ouest par la wilaya de Tizi-Ouzou et à l'est par les wilayas de Sétif et Jijel. Elle s'ouvre sur la mer méditerranée avec une façade maritime de plus de 100 Km.

➤ La zone d'étude de **Sidi Ali Lebhar**, actuellement à vocation agricole, est située à l'Est de la ville de BEJAIA, en bordure de la mer et de l'oued Soummam (Voir la figure I.1). Cette zone est en pleine mutation et tend à devenir un important pole de développement pour la cité. Elle se trouve en longitude entre 36°42'45,34"N et 5°03'37,61"E (Voir figure I.2), et elle est limitée:

- Au Nord par l'oued Soummam
- De Sud par l'Aéroport et la route nationale N°9
- De l'Est par la mer méditerranée
- De l'Ouest par la route nationale N°75



Figure I.1 : Situation géographique de la zone d'étude

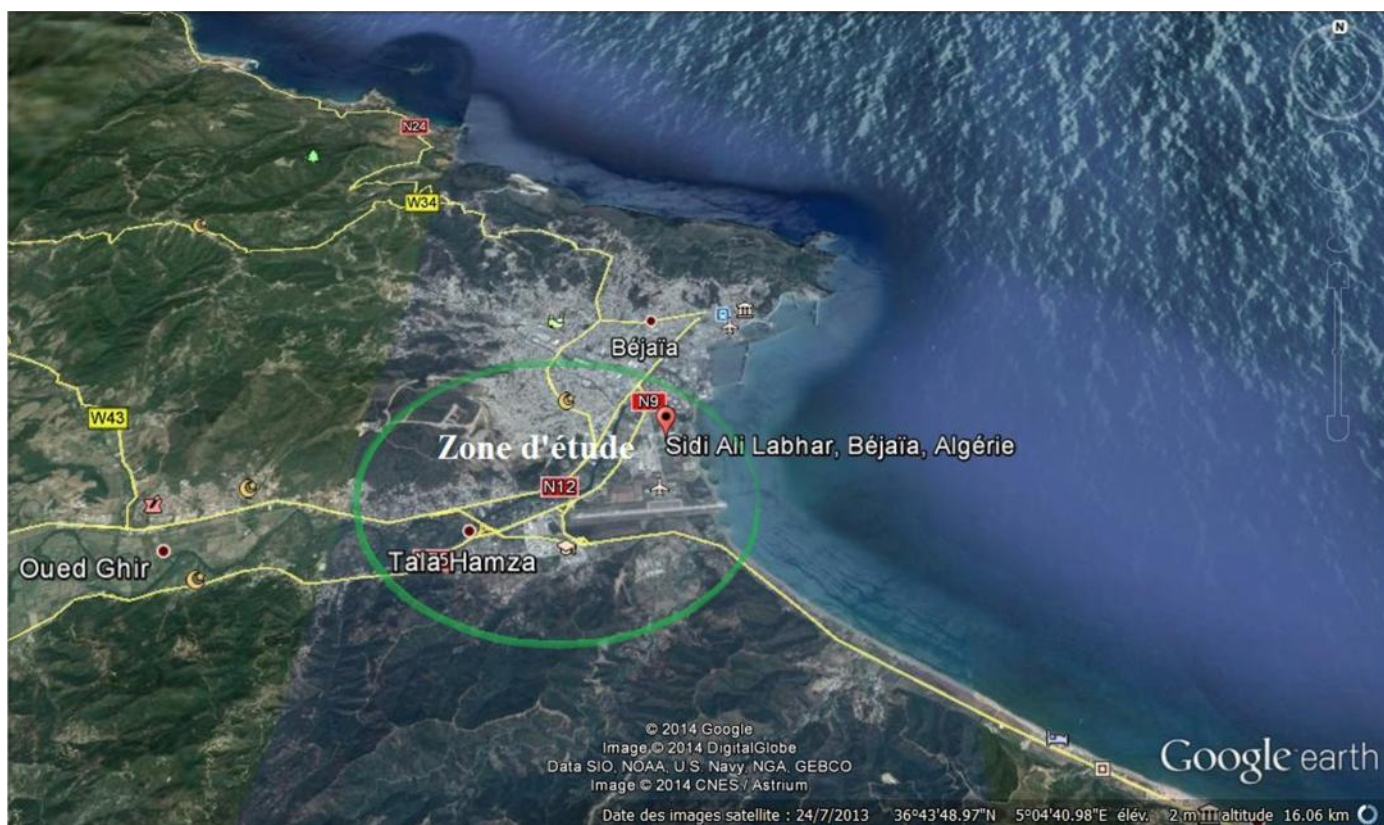


Figure I.2 : Vue aérienne de la zone d'étude (Source Google Earth)

I. 1. 1 *Le site d'implantation de la future station d'épuration*

Le terrain pressenti pour la future STEP de Sidi Ali Lebhar se trouve en bordure de mer à environ 110m, la superficie disponible est d'environ 3ha, constitué par une terre agricole non exploitée actuellement.



Figure I.3 : site d'implantation de la future STEP de Sidi Ali Lebhar

I. 2 *Situation climatique*

Pour cette situation qui joue un rôle important dans tout projet d'aménagement hydraulique. Un niveau local est suffisant pour qu'il touche la totalité de la région concernée par la Step.

Dont l'approche de la région de Sidi Ali Lebhar à l'Aéroport de Béjaïa (Aéroport de Béjaïa/Soummam-Abane Ramdane), on a choisie la station climatique existante dans cette dernière comme référence pour cette étude.

Caractéristique et coordonnées de la station de référence :

Altitude : 2m

Latitude : 36°43

Longitude : 05°04^E

La région de Bejaia est caractérisée par un climat méditerranéen avec des hivers humides et doux et des étés chauds.

Dans cette région la saison des pluies s'étalent de novembre à avril ; Bejaia est considérées comme l'une des régions la plus arrosée d'Algérie.

Les températures sont relativement douces, les moyennes annuelles sont de 19,48°C, et les températures moyennes mensuelles varient entre 12,5°C en janvier et 27,46°C en Aout.

Pour une période qui s'étale de 1994 à 2008, les principaux paramètres météorologiques sont comme suit :

I. 2. 1 Les précipitations

Tableau I.1 : moyenne mensuelle et annuelle des précipitations (1994 à 2008)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	M.A
Précipitations (mm)	69,93	57,5	96,3	60,9	128,03	84,77	39,68	71,64	38,04	14,21	12,5 2	11,3	57,06

Source : O.N.M

Le tableau ci-dessus fait ressortir que la valeur maximale des précipitations est enregistré au mois de janvier (128,03mm), tandis que le minimum est atteint au mois d'Aout avec une moyenne de 11,3mm.

Les précipitations moyennes annuelles est de 684,82mm.

I. 2. 2 Les températures

Tableau I.2 : moyenne mensuelle et annuelle des températures (1994 à 2008)

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	M.A
Tmoy (°C)	24,77	21,27	16,82	14,26	12,5	13,7	15,44	16,72	20,23	24	26,18	27,47	19,48

Source : O.N.M

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'Hiver (décembre, janvier, février) et atteint le minimum de 12,5°C en janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (juin, juillet, aout) et atteint le maximum de 27,46°C au mois d'Aout.

I. 2. 3 L'ensoleillement

Tableau I.3 : moyenne mensuelle et annuelle d'ensoleillement (1994 à 2008)

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	M.A
Ensoleillement (h)	6,98	6,81	5,38	4,59	5,33	5,9	7,41	8,4	9,06	10,13	10,05	5,59	7,56

Source : O.N.M

On remarque que les valeurs les plus importantes sont enregistrées en période allant du mois de mars au mois d'octobre, la valeur la plus élevées est celle du mois de juillet (11,05h).

I. 2. 4 L'évaporation

Tableau I.4 : moyenne mensuelle et annuelle d'évaporation (1994 à 2008)

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	M.A
Evaporation (mm)	85,7	80,4	78,4	66,6	68,11	57,5	52,4	76	76,3	90,6	97	96,7	930,5

Source : O.N.M

Le tableau ci-dessus montre que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois de juillet avec une valeur de 97mm, et avec un minimum au mois de mars de 52,4mm.

La moyenne annuelle d'évaporation est de 930,5mm.

I. 2. 5 Les vents

Tableau I.5 : moyenne mensuelle de la vitesse des vents (1994 à 2008)

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
V (m/s)	2,49	2,7	3,08	3,32	2,98	3,1	2,84	3	2,62	2,7	2,62	2,67

Source : O.N.M

I. 2. 6 L'humidité

Le tableau ci-dessous illustre les données relatives aux humidités moyennes mensuelles

Tableau I.6 : moyennes mensuelle et annuelle de l'humidité (1994 à 2008)

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	M.A
humidité (%)	64	72	78	82	79	82	72	68	61	57	49	50	68

Source : O.N.M

Les pourcentages d'humidité varient entre 49 et 82% au cours de l'année. La moyenne minimale a été enregistrée dans le mois de juillet avec une valeur de 49%

Et la valeur de l'humidité moyenne annuelle est de 68%.

I. 3 Situation démographique

La population à prendre en charge est répartie sur une surface totale d'environ 150 hectares. Elle est constituée des localités d'Aboudaou, Ighil Ouberouak, Ait Hamouda, Iriahène, campus universitaire d'Aboudaou et les nouveaux P.O.S 14A et 14B en cours de réalisation. Ces entité représenteront la population à prendre en charge par défaut et seront désignées dans ce qui suit par « Variante 1 ».

Par ailleurs, et dans un souci de meilleure prise en charge totale des rejets de la zone, et vu la proximité de l'école d'application du génie (E.A.G), et la localité de Tala Hamza, une autre variante peut être envisagé, elle est représentée dans les prévisions ci-dessous par supplément pour la variante 1. Le cumul de cette population a entraînée les prévisions répertoriées dans la « Variante 2 ».

Pour évaluer la population future de cette région d'étude, nous nous sommes basés sur la formule du taux d'accroissement exponentielle suivante :

$$P = P_0 (1+t)^n \dots\dots\dots (I.1)$$

Avec :

P : Population future à l'horizon considéré.

P₀ : Population de l'année de référence.

n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'année prise en compte.

t : taux d'accroissement de la population.

D'après les renseignements fournis par la direction de planification et statistique de la wilaya de Bejaia, le taux d'accroissement de la population est de 0.6%.

Donc la population considérée est représentée dans le tableau I.7.

Tableau I.7 : population actuelle et future

Population par localité (habitants)		2008	2025	2040
Variante 1	Aboudaou	950	1052	1150
	Ighil Ouberouak et Ait Hamouda	2 435	2696	2949
	Université	15 000	25 000	30 000
	Iriahène	1 420	1572	1720
	P.O.S 14A	1 000	10 000	15 000
	P.O.S 14B	0	10 000	18 000
Total variante 1		20 805	50319	68819
Supplément pour variante 2	Tala Hamza	6 385	7068	7732
	E.A.G	3 000	3 000	3 000
Total variante 2		30 190	60388	79551

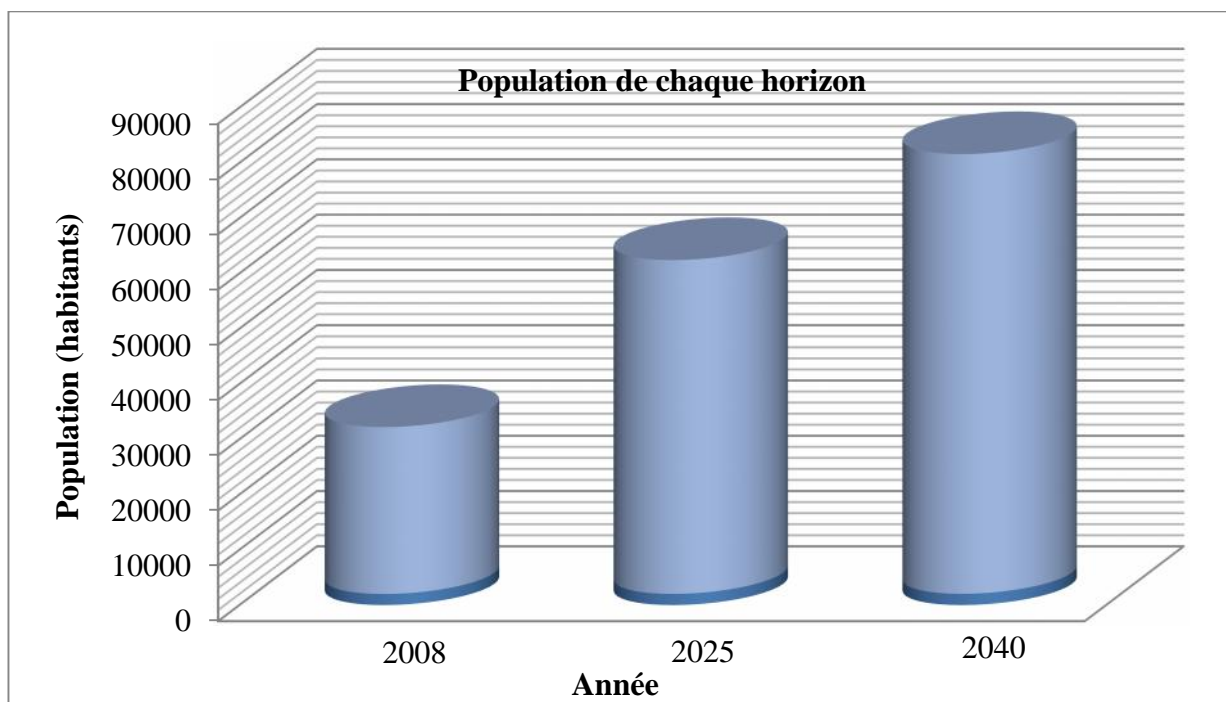


Figure I.4 : Evolution de la population selon chaque horizon

I. 4 Situation hydraulique

I. 4. 1 Alimentation en eau potable

D'après les renseignements fournis par la direction des ressources en eau de la wilaya de Bejaia, la localité de Sidi Ali Lebhar est alimentée à partir de deux réservoirs d'une capacité de 5000m³. Et en vue de cette immense extension d'après le PDAU intercommunal et le P.O.S 14A et 14B, une autre source alimente cette localité; ça sera le transfert qui est réalisé à partir de barrage de Tichihaf vers la ville de Bejaia.

Pour cette région, la dotation en eau potable est fixée pour les deux horizons à 150 l/j/hab.

I. 4. 2 Réseau d'assainissement et taux de raccordement

Le taux de raccordement de cette région au réseau d'égout est de 90%, et voir son extension pour qu'elle atteigne les 100% avant 2020, d'après les renseignements fourni par la direction des ressources en eau de la wilaya de Bejaia.

Le réseau d'assainissement est en système séparatif sur un linéaire de 344Km.

L'exutoire de ce réseau se situe au Nord et acheminé vers le site de la future station d'épuration par gravité d'une conduite de diamètre 700mm.

I. 5 Situation géologique et géotechnique

Le sol est moyennement porteur jusqu'à environ 8m de profondeur avec une présence d'une nappe d'eau jusqu'à 2,5m ayant une salinité pouvant atteindre 5 mg/l. Ces valeurs concernent les terrains situés à environ 200 à 300m en amont par rapport à la mer. L'étude géotechnique mise à notre disposition concerne le projet 168 et 200 de Sidi Ali Lebhar montre que le site est constitué de terre végétale jusqu'à 1m de profondeur, d'agiles beiges jusqu'à 6,5m et des argiles grises avec présence de matières organiques au delà.

Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations. Quant aux eaux prélevées sur les trous de sondage et dans les puits domestiques.

I. 6 Situation topographique

La zone d'étude est constituée de terrains de topographie plate à l'exception de la localité d'Aboudaou située relativement en hauteur. L'altitude moyenne est d'environ 5m au dessus du niveau de la mer. Elle délimitée par la mer et l'oued SOUMMAM.

La zone, actuellement à vocation agricole est entrain de changer de vocation vu l'aménagement d'une grande partie en zones d'habitation, (P.O.S 14A et 14B, l'implantation d'un campus universitaire de 30 000 étudiants, la présence de l'aéroport et d'une caserne militaire).

Conclusion

D'après cette étude de situation et d'état des lieux actuel et les prévisions de PDAU intercommunal et des P.O.S 14A et 14B, ne révèlent pas d'unité industrielle ou équipement pouvant engendrer une pollution particulière. En outre, la région est à vocation agricole.

La désinfection des eaux rejetée par la future Step est nécessaire, car le milieu récepteur ça sera la mer. Donc la protection de littorale est une nécessité primordiale.

Dans ce cadre de l'aménagement, et vue la démographie de cette localité. Une station d'épuration sera réalisée à Sidi Ali Lebhar (Vue l'horizon 2040).



Chapitre II
***Procédés d'épuration des eaux
usées***

Introduction

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

Selon le degré d'élimination de la pollution et les procédés mis en œuvre, trois niveaux de traitements sont mis en place:

- Le prétraitement et traitement primaire
- Le traitement secondaire ou biologique
- Le traitement tertiaire

II.1 Le prétraitement et traitement primaire

L'objectif de cette étape est l'élimination des éléments les plus grossiers (déchets volumineux, sables et graviers), qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et endommager les équipements hydrauliques et électromécaniques qui se présentent le long de la chaîne d'épuration.

Ils comprennent les deux grands niveaux :

II.1.1 Le prétraitement

Il comporte les différents éléments suivants :

II.1.1.1 Le relevage

Un poste de relevage 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 de relèvement des eaux s'effectue grâce à des pompes ou à des vis d'Archimède.

II.1.1.2 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 entraînés par les eaux s'écoulant dans les canalisations d'assainissement.

Les performances d'un dégrilleur (manuel ou autonettoyant) se caractérisent par son espacement entre les barreaux (comme la montre la figure II.1).



Figure II.1 : Ouvrage de dégrillage

Deux types de grilles sont réalisables dans les stations d'épurations selon le procédé de leur nettoyage :

- Les grilles manuelles
- Les grilles mécaniques (autonettoyantes)

Les grille manuelles : elles sont cependant réservées aux petites stations (<2000EH). Généralement inclinées par rapport l'horizontale (60°à 80°), le nettoyage s'effectue manuellement à l'aide d'une peigne.

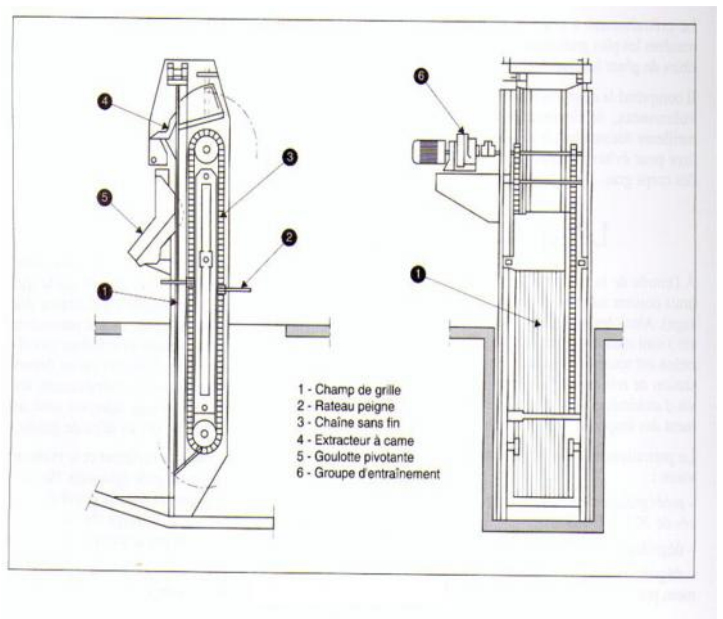
Les grilles mécaniques : Au de là de 2000 équivalents habitants la station doit être équipée de grilles mécaniques.

Et selon leurs forme, on peut citer les exemples suivants : (figure II.2 et figure II.3)

Figure II.2 : grille mécanique droite

Fortement relevées (inclinaison de 90°), elles sont conçues avec des dispositifs de nettoyage différents tel que :

- Des râtaeux ou des peignes
- Des brosses montées sur chaîne sans fin
- Des grappins alternatifs, à commande par câble permettant remonter, les détritux sur de grande hauteur



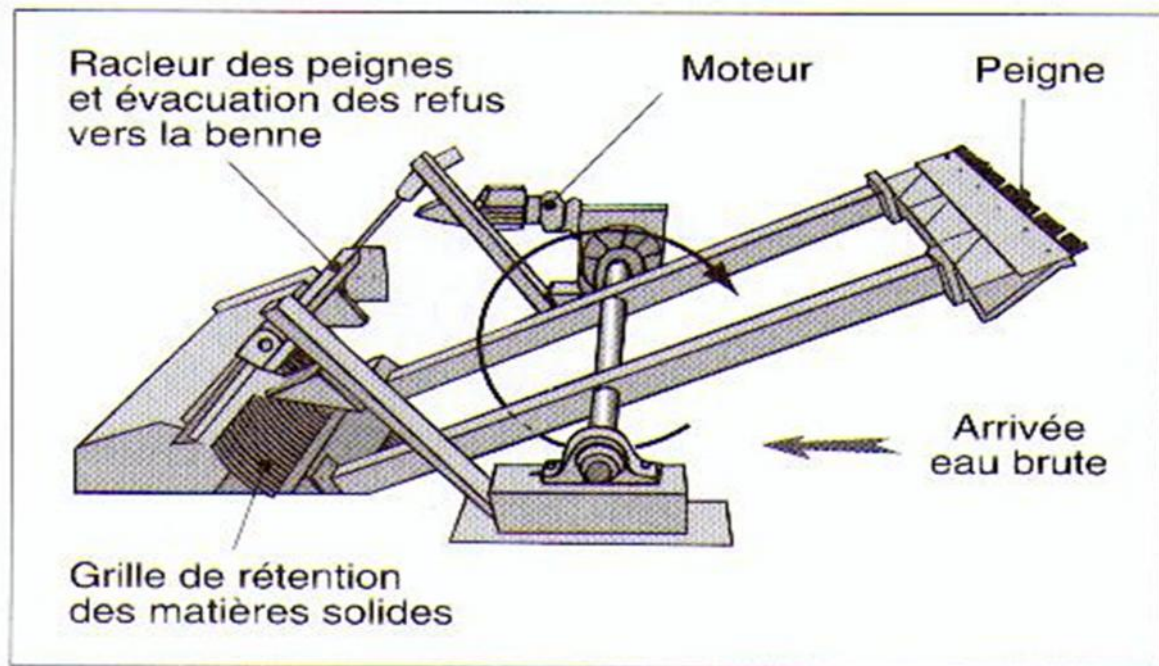


Figure II.3 : Grille mécanique courbe

II.1. 1. 3 Dessablage

Le dessablage s'effectue sur des particules de dimensions supérieures à 200 μm . La vitesse de sédimentation se calcule par la loi de Stokes (chute libre).

$$V_p = \frac{g(\rho_p - \rho_l) \cdot d^2}{18\eta} \dots \dots \dots \text{II.1}$$

Avec

- ρ_p : masse volumique de la particule
- d : diamètre apparent des la particule
- η : viscosité dynamique de l'eau
- ρ_l : masse volumique du liquide
- g : accélération de la pesanteur

On calcule la section du déssableur 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. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage vers un poste de réception, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant.

II.1. 1. 4 Déshuilage-dégraissage

Le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes les matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. Ces matières sont de natures très diverses et leurs quantités s'estime par la mesure des « matières extractibles par solvants ». La teneur des eaux usées en matières extractibles est de l'ordre de 30 à 75 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.

Remarque :

Le plus souvent, les fonctions de dessablage et de dégraissage sont combinées dans un même ouvrage (Figure II.4) qui met en œuvre les principes de fonctionnement cités précédemment.



Figure II.4 : Racleur d'un dégraisseur-déssableur

II. 1. 2 *Le traitement primaire*

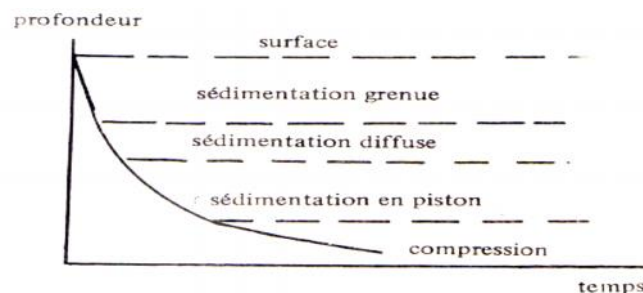
Le traitement primaire fait appel à des procédés physiques, comme la décantation, et de procédés physico-chimiques, tels que la coagulation- floculation.

Donc, il s'agit de décanteur primaire, qui se base sur l'effet de la pesanteur.

II. 1. 2. 1 *La décantation et la sédimentation d'une particule dans un liquide*

Il s'agit d'un procédé de séparation solide/liquide basé sur la pesanteur. On parle de décantation lorsque l'on a en vue l'obtention d'un liquide clarifié, et de sédimentation lorsque l'on cherche à former une boue concentrée.

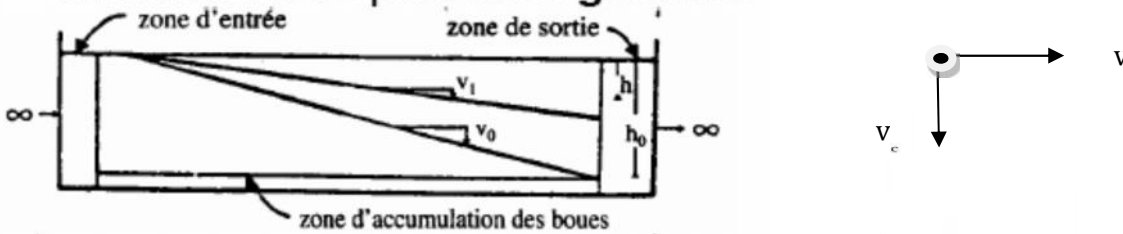
L'examen d'une courbe de sédimentation laisse apparaître différents aspects qui seront illustrés dans la figure suivante :



II.1. 2. 2 Les différents types de décanteur (décantation)

❖ La décantation dans un décanteur rectangulaire :

– Décantation de particules grenues



La possibilité pour que la particule atteigne le fond $\Rightarrow v_c > v_e$ $v_c = \frac{h}{t} = \frac{Q}{S_h}$

h : profondeur du bassin à partir de la particule (m)

t : temps nécessaire pour que la particule atteigne le fond du bassin (s)

Q : le débit traversier ($\frac{m^3}{h}$)

S_h : surface horizontal (m^2)

❖ La décantation classique :

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur.

Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé décanteur pour former les boues primaires.

Le paramètre de dimensionnement pour les ouvrages de décantation classique est essentiellement la vitesse ascensionnelle V . Les particules dont la vitesse de sédimentation est supérieure à la vitesse ascendante sont retenues. À partir de cette vitesse ascensionnelle et le débit Q de temps sec, la surface S des bassins est déterminée par :

$$S (m^2) = \frac{Q (m^3/h)}{v (m/h)}$$

❖ La décantation lamellaire :

L'utilisation d'un décanteur lamellaire (voir la figure II.5) permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère donc le processus de dépôt des particules.

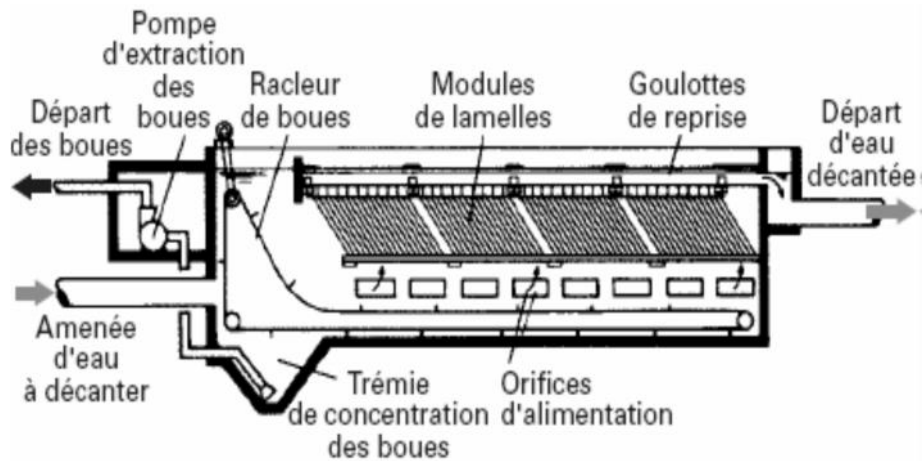


Figure II.5 : Décanteur lamellaire à contre-courant

✓ Il existe de nombreux types de décanteurs classiques qui se distinguent, d'une part d'après le sens d'écoulement des eaux et, d'autre part, d'après les dispositions adoptées pour l'évacuation des boues :

- décanteur horizontal avec raclage des boues
- décanteur cylindro-conique ordinaire
- décanteur circulaire avec raclage des boues

Le raclage s'effectue au moyen d'un pont racleur qui entraîne une ou plusieurs lames poussant les boues vers une ou plusieurs trémies.

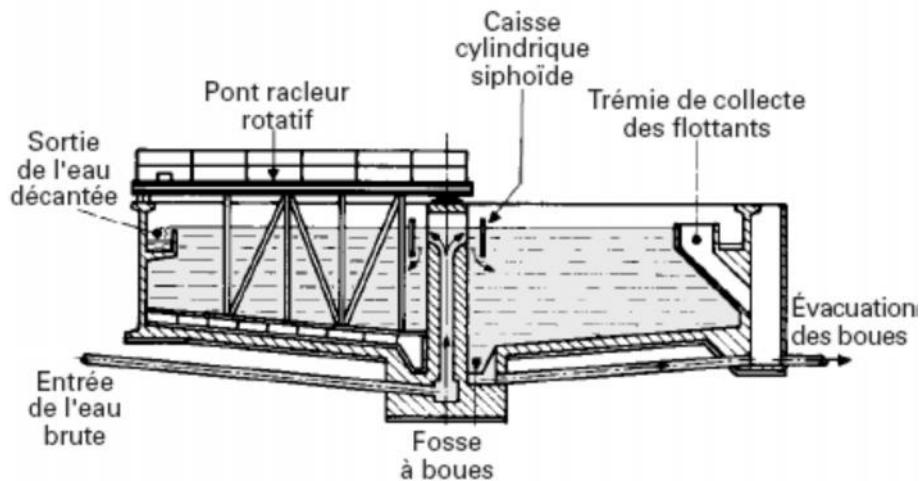


Figure II.6 : Schéma d'un décanteur circulaire avec raclage des boues

Avec un décanteur classique ou lamellaire sur des eaux domestiques, le pourcentage de matières totales en suspension éliminées est de 50 à 65 %, celui de la DBO₅ éliminée est de 20 à 35 %.

II.1.2.3 Traitements physico-chimiques

Les traitements physico-chimiques permettent d'agglomérer des particules par adjonction d'agents coagulants et floculants (sels de fer ou d'alumine, chaux...). Les amas de particules ou floccs, peuvent être

séparés de l'eau par décantation ou par flottation.

➤ **La coagulation**

La coagulation a pour but principal de déstabiliser les particules en suspension, c'est-à-dire de faciliter leur agglomération. En pratique ce procédé est caractérisé par l'injection et la dispersion rapide de produits chimiques.

➤ **La floculation**

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

II.2 Le traitement secondaire ou biologique

L'épuration biologique a pour but d'éliminer la matière polluante biodégradable contenue dans l'eau domestique (décantée ou non) en la transformant en matières en suspension. C'est le procédé le plus utilisé pour restaurer la qualité de l'eau en la débarrassant de ses principales impuretés, pourvu qu'elles soient biodégradables et ne contiennent pas de toxiques.

L'épuration biologique consiste à mettre la matière organique contenue dans les eaux usées au contact d'une masse bactérienne active en présence d'oxygène. Composée essentiellement de bactéries celle-ci va se nourrir de la matière organique et la dégrader.

Elle reproduit dans des réacteurs spécifiques un phénomène qui se serait déroulé naturellement dans les rivières.

Les principaux procédés d'épurations biologiques sont :

➤ **Les procédés intensifs ou artificiels.**

Dont le but est de décomposer d'une façon biochimique par oxydation des matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés physique et physico-chimique. En même temps une nouvelle substance cellulaire se forme. La substance cellulaire a un poids spécifique plus grand que celui de l'eau d'égout et de ce fait une décantation est possible. Parmi ces procédés, on distingue :

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

➤ **Les procédés extensifs ou naturels.**

- Le lagunage naturel ou aéré (étangs pour eaux usées)
- l'épandage

II. 2. 1 Les procédés intensifs ou artificiels

II. 2. 1. 1 *Les boues activées*

Le procédé par boues activées comportent essentiellement une phase de mise en contact de l'eau à épurer avec un floc bactérien en présence d'oxygène suivie par une phase de séparation de ce floc (clarification).

C'est une intensification qui se passe dans le milieu naturel. La différence provient d'une plus grande concentration en micro-organisme donc une demande en oxygène plus importante. De plus pour mettre en suspension la masse bactérienne, une agitation artificielle est nécessaire.

Une station d'épuration 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 de ces dernières vers le bassin d'aération, 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 les micro-organismes et la nourriture, d'éviter les dépôts et de favoriser la diffusion de l'oxygène.

Avantages

- Adaptée pour toute taille d'agglomération (sauf les très petites)
- Bon rendement d'élimination des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N ...etc)
- Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles (la mer par exemple)
- Faible sensibilité aux variations de température
- Absence totale d'odeurs

Inconvénients

- Coûts d'investissement assez importants
- Consommation énergétique importante
- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière des différents ouvrages
- Sensibilité aux surcharges hydrauliques
- Décantation des boues pas toujours aisée à maîtriser
- Forte production de boues qu'il faut concentrer

II. 2. 1. 2 *Les lits bactériens*

Ce procédé consiste à alimenter en eau, préalablement décantée, un ouvrage contenant une masse de matériaux (pouzzolane ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film biologique responsable de l'assimilation de la pollution.

L'aération naturelle se fait grâce à des ouïes d'aération. Le film biologique se décroche au fur et à mesure que l'eau percole. En sortie du lit bactérien se trouve un mélange d'eau traitée et de bio film. Ce dernier sera piégé dans le décanteur sous forme de boues et l'eau traitée rejoint le milieu naturel. La recirculation des boues vers le décanteur digesteur est essentielle. (Voir figure II.7 et figure II.8)

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 décantation 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

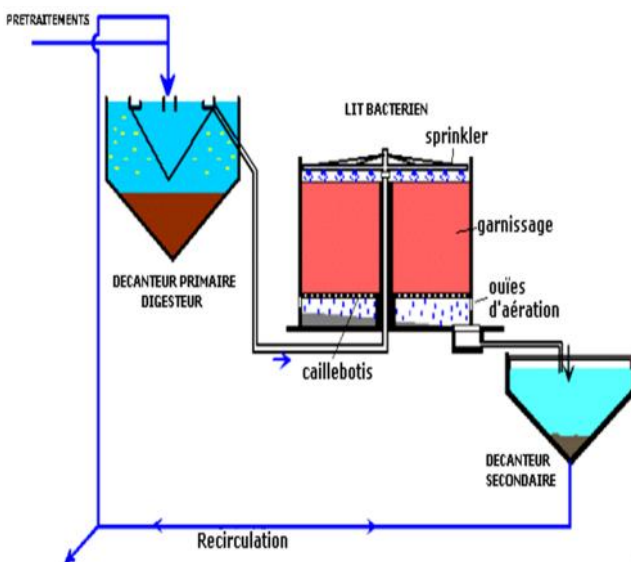


Figure II.7 : Schéma d'épuration par lits bactériens

Figure II.8 : Ouïes d'aération du lit bactérien

II. 2. 1. 3 Les disques biologiques

Ce procédé consiste à alimenter en eau usée, préalablement décantée voire tamisée, une cuve contenant des disques en rotation sur un axe horizontal (figure II.9 et figure II.10). Ces disques sont les supports d'un développement de microorganismes épurateurs (biofilm). Dès que le film biologique dépasse une épaisseur de quelques millimètres, il se détache et est entraîné vers le décanteur final où il est séparé de l'eau épurée. Les boues ainsi piégées sont renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour y être stockées et digérées.

Avantages

- Généralement adaptés pour les petites collectivités
- Bonne décantation 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 de 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

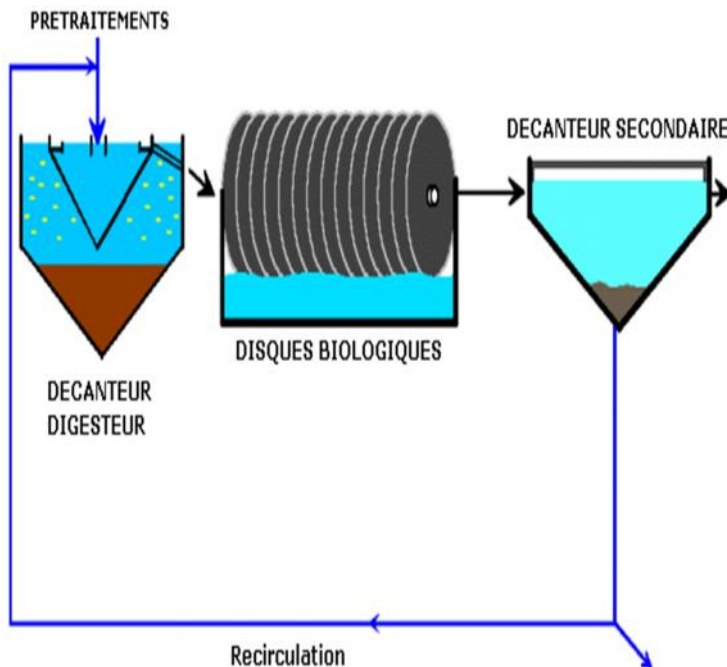


Figure II.9 : Schéma d'épuration par disques biologiques



Figure II.10 : Disques biologiques

II. 2. 2 Les procédés extensifs ou naturels

II.2. 2. 1 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 deux types de lagunage :

- le lagunage naturel

L'épuration par lagunage naturel repose sur la présence équilibrée de bactéries aérobies en cultures libres et d'algues. L'oxygène nécessaire à la respiration bactérienne est produit uniquement grâce aux mécanismes photosynthétiques des végétaux en présence de rayonnements lumineux.

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. (Voir figure II.11)

➤ le lagunage aéré

Regroupe l'ensemble des processus que peut subir une eau résiduaire en vue d'un traitement par oxydation forcée de la matière organique (insufflation d'air) et minéralisation des boues issues du traitement. Il succède à un lagunage primaire pour la décantation.

Ces installations sont constituées d'une lagune d'aération et d'une lagune de décantation (sur certaines stations, il peut exister plusieurs lagunes d'aération et de décantation).

La lagune d'aération est équipée de turbines flottantes ou fixes (profondeur 2 à 3 m) ou de systèmes d'insufflation d'air (profondeur 3 à 5 m). Il faut 10 m² pour traiter 60 g de DBO₅ par jour, soit un EH (équivalent habitant). La durée du traitement peut aller jusqu'à 60 jours.

Avantages et inconvénients de lagunage :

Avantages

- Bonne élimination des germes pathogènes en été.
- Adaptation aux variations de charges hydrauliques (réseau unitaire, ...).
- Coûts d'investissement limités (en absence de forte contrainte d'étanchéité)
- Faibles coûts d'exploitation
- Bonne intégration dans l'environnement
- Boues peu fermentescibles

Inconvénients

- Applicable pour les petites collectivités : 250 à 1500 EH (conseillé) voire 100 à 2000 EH (possible)
- Pour les eaux résiduaires domestiques seules et peu concentrées (DBO₅ < 300 mgO₂/l). Les réseaux strictement séparatifs sans eaux parasites sont à éviter
- Nature du sol peu perméable (ou emploi de géomembranes si coefficient de Darcy > 10⁻⁶ m/s).
- Grande disponibilité en terrain
- 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
- Longue durée du traitement (de 60 à 90 jours)
- sensibilité aux effluents septiques et concentrés

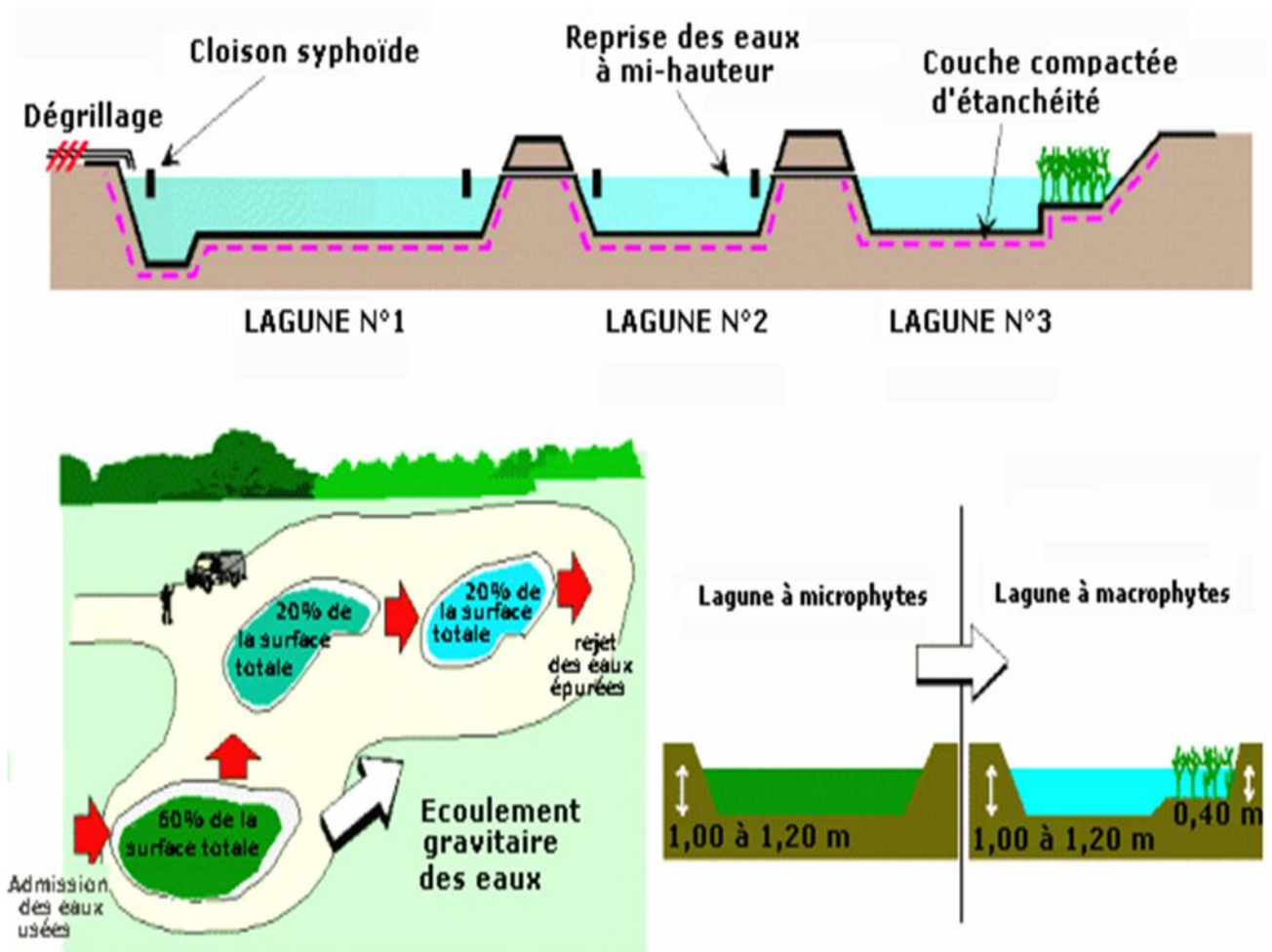


Figure II.11 : Schéma d'épuration par lagunage naturel

II. 2. 2. 2 L'épandage

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

Avantages

- enrichissement du sol par les éléments nutritifs

Inconvénients

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

II.3 *Le traitement tertiaire*

L'expression « traitement tertiaire » peut désigner plusieurs types de traitements ou différentes fonctions en vue d'atteindre un niveau de traitement de qualité supérieure à ce que l'on pourrait normalement attendre d'un traitement secondaire.

Le traitement tertiaire peut viser un enlèvement plus poussé pour des paramètres conventionnels comme les matières en suspension ou encore viser certains paramètres pour lesquels il y a peu d'enlèvement dans un traitement secondaire comme le phosphore. Seules la déphosphoration et la désinfection, seront abordées dans cette partie.

La filtration est parfois utilisée comme étape de traitement tertiaire mais il s'agit le plus souvent d'une variante de la déphosphatation chimique en vue d'atteindre un enlèvement plus poussé du phosphore.

II. 3. 1 *La déphosphatation (élimination de phosphore)*

Le phosphore contenu dans les eaux usées d'origine domestique constitue un élément nutritif susceptible d'entraîner une croissance excessive d'organismes végétaux (algues, plantes aquatiques) et causer l'eutrophisation du milieu récepteur. Pour être enlevé des eaux usées, le phosphore doit être fixé à des solides qui pourront être séparés de l'effluent au moyen d'un processus physique. Donc son enlèvement se fait essentiellement par précipitation chimique ou par voie biologique, mis à part certaines technologies particulières peu répandues faisant appel à divers mécanismes.

II. 3. 1. 1 *Déphosphatation chimique*

La déphosphatation au moyen d'ajout de produits chimiques pour la précipitation du phosphore est une application du traitement physico-chimique. Celui-ci est alors adapté en fonction de la chaîne de traitement à l'intérieur de laquelle il doit être intégré. Il s'agit d'une technologie largement éprouvée tant au Canada.

Ces techniques, les plus utilisées actuellement, éliminent entre 80 % et 90 % du phosphore, mais engendrent une importante production de boues. Elle consiste à provoquer l'accumulation du phosphore dans les cultures bactériennes des boues. Ses mécanismes sont relativement complexes et leur rendement variable (en fonction notamment de la pollution carbonée et des nitrates présents dans les eaux usées). Le rendement moyen est d'environ 60 %. Dans les grosses installations d'épuration, ce procédé est souvent couplé à une déphosphoration physico-chimique, pour atteindre les niveaux de rejets requis.

- **Produits chimiques utilisés**

Les produits chimiques utilisés le plus souvent sont les sels d'aluminium ou de fer, notamment le chlorure ferrique et le sulfate ferreux. D'autres produits comme le chlorure ferreux, l'aluminate de sodium, le chlorure d'aluminium ont été utilisés ou ont fait l'objet d'essais (John Meunier Inc., 1996). Le choix du produit chimique revient à l'exploitant en fonction de la disponibilité des produits et de leurs coûts.

- **Dosage des produits**

Le dosage requis en produits chimiques pour effectuer la déphosphoration des eaux usées ne peut être établi de façon précise à partir uniquement de calculs théoriques à cause des réactions secondaires, de l'effet du pH ou autres. Des essais en laboratoire avec les eaux usées à traiter sont généralement recommandés.

II. 3. 1. 2 *Déphosphatation biologique*

Les connaissances sur les mécanismes de déphosphatation biologique ont beaucoup progressé au cours des dernières décennies. La mise en œuvre de ces mécanismes peut prendre plusieurs formes différentes. Elle fait appel à des connaissances spécialisées, tant pour la conception des installations que pour leur exploitation.

La plupart de ces procédés sont basés sur un traitement par culture en suspension ou boues activées avec une complexité additionnelle pour maintenir des conditions propices au développement de bactéries déphosphatantes. Ils nécessitent aussi une gestion appropriée des boues pour prévenir le retour du phosphore dans la chaîne liquide.

Pour ces diverses raisons, la déphosphatation biologique, bien qu'elle présente des avantages intéressants au plan environnemental (peu ou pas d'ajout de produits chimiques, production de boues moindre).

II. 3. 2 *La désinfection*

Les rejets d'eaux usées domestiques peuvent causer une contamination microbienne susceptible d'affecter une prise d'eau en aval ou de compromettre la pratique sécuritaire de nombreux usages de l'eau, comme la consommation de mollusques et les activités récréatives de contact direct avec l'eau (dont la baignade, le ski nautique et la planche à voile) ainsi que de contact indirect avec l'eau (dont la pêche sportive, le canotage et la voile).

La désinfection des eaux usées s'avère donc parfois nécessaire. Elle est exigée lorsque la protection des usages du milieu récepteur le requiert et seulement durant les périodes de l'année où cette protection est nécessaire.

Le moyen de désinfection choisi doit renfermer les caractéristiques suivantes :

- être efficace pour la plupart des micro-organismes pathogènes
- ne pas engendrer la formation de sous-produits indésirables
- être non dangereux pour les humains et pour la vie aquatique

Les moyens de désinfection des eaux usées utilisés couramment dans le monde sont la chloration, la chloration-déchloration, l'ozonisation, le rayonnement ultraviolet ainsi que des techniques de traitement secondaire qui permettent de réduire de façon significative le nombre de micro-organismes, en particulier le traitement par lagunage (étangs aérés ou non aérés) mais aussi les marais artificiels et divers types de filtres. Ces différentes techniques sont :

II. 3. 2. 1 *La chloration*

Pour agir efficacement, le chlore impose une bonne qualité d'eau quant à la teneur en matières organiques et en ammoniacale, ainsi qu'un temps de contact de trente minutes environ. L'efficacité du chlore ne doit pas pour autant masquer les fortes contraintes d'exploitation qu'il génère : il faut éviter les rejets trop chargés en chloramines et en chlore résiduel pour préserver l'environnement. Il exige aussi la maîtrise des technologies de stockage et de dosage étant donné sa dangerosité.

L'efficacité de la chloration est étroitement liée à la dose mise en œuvre et au temps de contact (4 à 10mg/l pour 30 minutes de temps de contact). Elle doit être appliquée sur un effluent débarrassé au maximum des composés chimiques fortement consommateurs de chlore, une nitrification préalable et de façon générale de faibles teneurs en matières en suspension sont donc fortement conseillées.

De plus, bien qu'efficace contre les bactéries, la chloration des eaux épurées est abandonnée car elle se montre inefficace vis-à-vis des virus. Elle est cependant utilisée dans le cas où le risque de redéveloppement de micro-organismes doit être supprimé, ou dans le cas d'une réutilisation de l'eau.

II. 3. 2. 2 *La chloration-déchloration*

Depuis quelques années, pour contrer les effets nocifs du chlore sur la vie aquatique, la déchloration s'est de plus en plus répandue partout dans le monde.

La déchloration se fait généralement par addition de bioxyde de soufre (SO₂). Il réagit très rapidement au contact du chlore résiduel dans l'eau et permet d'éliminer la toxicité qui y est associée. Par contre, la concentration en oxygène dissous de l'eau traitée s'en trouve réduite. Tout comme pour la chloration, il s'agit d'une technique bien maîtrisée et relativement simple. Elle entraîne toutefois une augmentation des coûts et une augmentation des risques pour le personnel de la station d'épuration et pour la sécurité publique lors du transport. Au plan environnemental, ce moyen de désinfection est moins dommageable que la simple chloration. Il ne permet toutefois pas d'empêcher la formation de sous-produits organochlorés et les problèmes associés.

II. 3. 2. 3 *L'ozonisation*

L'ozone est plus efficace que le chlore (les temps de contact nécessaires sont de l'ordre de dix minutes) et son spectre germicide est très large : bactéries, virus et kystes de protozoaires sont sensibles à son action.

La mise en œuvre est identique au chlore pour les oxydants liquides et est réalisée pour l'ozone dans des ouvrages à compartiments où le réactif est injecté à contre courant du liquide à traiter. La gamme de dosage pour l'ozone est de 4 à 8 mg/l pour des temps de contact de 10 à 15 minutes. L'efficacité reste bien évidemment liée à la qualité de l'épuration amont. Les matières organiques oxydables, le nitrite, les matières en suspension sont autant d'éléments perturbateurs, qui peuvent diminuer considérablement le pouvoir germicide de ces composés.

Cependant, l'utilisation de l'ozone présente trois inconvénients majeurs qui limitent son utilisation :

- la formation de bromates dans le cas d'eaux chargées, même faiblement en bromures
- des investissements importants
- l'absence d'effet rémanent permettant une reviviscence des micro-organismes à l'aval du traitement

II. 3. 2. 4 *Le rayonnement ultraviolet*

Le principe de désinfection repose sur le rayonnement ultraviolet fourni par des lampes à mercure autour desquelles l'eau à traiter circule. Le rayonnement est émis à une longueur d'onde spécifique ($\lambda > 254$ nm) correspondant au pic d'absorption d'énergie par les micro-organismes et à un pic du spectre d'émission des lampes à mercure. Il existe deux types de lampes : basse et moyenne pression, et chacune possède un champ spécifique d'application. Les lampes basse pression sont utilisées pour de petites installations, alors que les lampes moyenne pression sont adaptées aux débits importants, du fait du nombre réduit de lampes à mettre en œuvre.

L'efficacité de la désinfection dépend :

- des paramètres physico-chimiques de l'eau à traiter : présence ou pas de molécules pouvant absorber l'énergie UV (acides humiques par exemple) à la place des micro-organismes cibles, de matières en suspension constituant des écrans entre le rayonnement et les matières à oxyder, de couleur, ... ;
- des paramètres de fonctionnement liés au vieillissement des lampes, ainsi qu'à l'encrassement des gaines de quartz les protégeant, et qu'il faut régulièrement nettoyer.

L'utilisation des UV présente de nombreux avantages :

- ne nécessitant pas de produits chimiques.
- ne produit aucun rejet toxique pour l'environnement.
- efficace contre tous les microorganismes pathogènes (en adaptant les doses aux organismes cibles).

Cependant, certaines études mettent en avant des problèmes de reviviscence bactérienne (absence d'effet rémanent), qui ne permettent pas de garantir les résultats de façon absolue, et il n'existe aujourd'hui aucune confirmation quant à leur efficacité contre les entérovirus.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a traité tout les procédés d'épuration qu'il peut envisager une eau usée durant leur passage dans une station d'épuration. On allant de relevage jusqu'à leur rejet dans le milieu récepteur.

Notre objectif reste à choisir entre ces différents procédés et de proposer le mieux appropriés à notre zone d'étude, et cela en se basant sur différents critères à savoir :

- L'importance de la charge polluante à traiter
- La quantité de l'effluent
- Le rendement épuratoire
- La disponibilité du terrain
- La topographie de la région

Il nous reste la partie de traitement des boues, qu'on l'entamera dans les chapitres qui suivent.



Chapitre III

Evaluation qualitative et quantitative de la pollution

Introduction

La pollution de l'eau est une altération qui rend son utilisation dangereuse et (ou) perturbe l'écosystème aquatique. Elle a pour origines principales :

- L'activité humaine,
- Les industries,
- L'agriculture,
- Les décharges de déchets domestiques et industriels

Elle se manifeste principalement par une dégradation physique, chimique, biologique ou bactériologique.

Le présent chapitre est pour but d'évaluer qualitativement et quantitativement la pollution présentant dans les eaux résiduaires et d'estimer les différents débits de notre zone d'étude. En final, le choix de procédé d'épuration envisagé.

III.1 La pollution de l'eau

La pollution des eaux usées se présente généralement sur trois formes principales. Chacune de ces formes de pollutions correspond à une modification du milieu récepteur qui se traduit par des conséquences néfastes sur la vie humaine.

III. 1. 1 La pollution organique

La pollution organique est un type de pollution chimique provoquée par les polluants carbonés, comme la matière organique, les huiles,...etc. Ces polluants peuvent augmenter la turbidité des eaux et créer un phénomène d'eutrophisation avec une diminution de la quantité d'oxygène dissous.

Cette forme de pollution est facilement biodégradable et peut être éliminée naturellement par les cours d'eau. Cependant, le déséquilibre intervient quand celles-ci sont présentes en excès dans le milieu naturel et qu'elles dépassent les capacités d'autoépuration du cours d'eau.

III. 1. 2 Pollution minérale

Cette pollution due essentiellement aux rejets industriels modifie la composition minérale de l'eau. Parmi les principaux polluants minéraux, les métaux lourds tels que le zinc, le plomb, l'arsenic, le cuivre et le fer mais aussi certains sels provenant de l'agriculture.

Un déséquilibre de certains de ces éléments provoque le dérèglement de la croissance végétale ou des troubles physiologiques chez les animaux.

Ces éléments ne sont pas biodégradable de ce fait un traitement tertiaire est souvent nécessaire.

III. 1. 3 Pollution microbiologique

La pollution microbiologique des eaux est le terme utilisé pour désigner la présence de bactéries et virus.

On trouve 1 million de germes (bactéries, virus, parasites) dans 1 litre d'eau de ruissellement et 1 milliard de bactéries fécales dans 1 seul litre d'eaux usées domestiques.

Bien que les germes disparaissent naturellement en quelques jours (sous le rayonnement solaire (UV)), leur puissance contaminant est très élevée. Pour exemple, 1 m³ d'eau usées brutes suffit à polluer 50 000 m³ d'eau de mer.

III. 2 *Les paramètres de pollution*

La différence sur l'origine des eaux usées revient sur la variation de leur composition. Elles peuvent contenir de nombreuses substances.

Les paramètres de pollution sont classés en trois catégories :

- Paramètres physiques ;
- Paramètres chimiques ;
- Paramètres biologiques.

Ces formes de pollution tiennent compte de facteurs tels que le pH, la température, la couleur, l'odeur...etc.

➤ **Le potentiel d'Hydrogène (PH)**

Le pH représente le degré d'acidité ou d'alcalinité des eaux usées. Ce paramètre caractérise un grand nombre d'équilibre physico-chimique. La valeur du pH altère la croissance et la reproduction des micro-organismes existants dans une eau.

La plupart des bactéries peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9, l'optimum est situé entre 6,5 et 8,5, des valeurs de pH inférieures à 5 ou supérieures à 8,5 affectent la croissance et survie des micro-organismes aquatiques selon l'organisation Mondiale de la Santé (OMS).

➤ **La conductivité**

La conductivité mesure la capacité de l'eau à conduire le courant électrique. Ce paramètre donne une indication de la concentration totale de l'eau en ions. Comme une grande partie des sels dissous dans l'eau s'y trouvent sous forme d'ions (chlorures, nitrates, sodium, calcium, sulfures etc.).

➤ **Température**

Il est primordial de connaître la température d'une eau. En effet, elle joue un rôle très important dans la solubilité des sels et surtout des gaz.

Elle agit aussi comme un facteur physiologique agissant sur le métabolisme de croissance des micro-organismes vivant dans l'eau.

➤ **Couleur et odeur**

Dans les eaux usées urbaines, la couleur est due à la présence de matières organiques dissoutes ou colloïdales. Par contre l'odeur est due à une fermentation de ces matières.

➤ **La turbidité**

La turbidité est liée à la présence de particules ou matières en suspensions (MES) d'origines diverses (matières organiques, argiles, colloïdes ... etc.) dans l'eau usée. Elle est variable dans le temps selon le mode de rejet, et suivant les saisons.

III. 2. 1 *Paramètres physiques*

➤ **Les matières en suspension (MES)**

Il s'agit de matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales. La matière en suspension comporte des matières organiques et des matières minérales. Toutes les matières en suspension ne sont pas décantables, en particulier les colloïdales retenus par la filtration.

Deux techniques sont actuellement utilisées pour la détermination des matières en suspension ; elles font appel à la séparation par filtration directe ou centrifugation.

➤ **Les matières volatiles en suspension (MVS)**

Elles représentent la fraction organique des matières en suspensions .ces matières disparaissent au cours d'une combustion et sont mesurées à partir des matières en suspension (résidu à 105°C) en les calcinant dans un four à 525°C pendant 2heurs.

Ces matières représentent en moyenne 70% de la teneur en MES pour les effluents domestiques.

➤ **Les matières minérales en suspension (MMS)**

C'est la différence entre les matières en suspension (MES) et les matières volatiles en suspension (MVS).

$$MMS = MES - MVS$$

Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice, poussières par exemple.

➤ **Matières grasses**

Les eaux usées industrielles contiennent des quantités élevées des graisses et des huiles, qui par formation de film superficielle peut empêcher l'accès de l'air dans l'eau et causer la mort des micro-organismes.

➤ **Les matières colloïdales**

Ce sont des éléments présents dans l'eau sous un état intermédiaire, entre un état dissous et un état solide. Il s'agit de très petites particules solides invisibles à l'œil nu dotées sur leur surface de charges électriques qui se repoussent les unes les autres et causent ainsi la turbidité.

III. 2. 2 Paramètres chimiques

III. 2. 2. 1 Les Demandes En Oxygène

➤ **Demande Biochimique en Oxygène (DBO₅)**

La Demande Biochimique en Oxygène (DBO) est la quantité d'oxygène nécessaire à la dégradation de la matière organique biodégradable d'une eau par le développement des micro-organismes, pendant 5 jours à 20 °C. On parle alors de la DBO₅, qui est exprimée en mg O₂/l.

Pour déterminer l'efficacité du traitement et prévoir l'impact des effluents sur les eaux réceptrices, on effectue des tests de DBO, ou le dosage de la concentration des eaux usées, avant et après le traitement.

Une loi empirique a été établie pour calculer la DBO :

$$DBO_t = DBO_{ultime} (1 - e^{-Kt})$$

DBO_t : quantité d'oxygène consommée ou DBO exercée au temps t

DBO_{ultime} : quantité d'oxygène consommée par la réaction, limitée à l'oxydation carbonée.

K : constante cinétique moyenne, pour les eaux usées sa valeur est de l'ordre de 0,2 J⁻¹

➤ **Demande chimique en Oxygène (DCO)**

La Demande Chimique en Oxygène (DCO) est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder la matière organique (biodégradable ou non) d'une eau à l'aide d'un oxydant, le bichromate de potassium t.

Ce paramètre offre une représentation plus ou moins complète des matières oxydables présente dans l'échantillon. Elle est exprimée en mg O₂/l.

Relation entre la BDO et la DCO. Sachant que la DBO_{ultime} concerne 90% environ de la DCO donc on aura :

$$DCO = \frac{DBO_{ultime}}{0,9}$$

Le rapport $\frac{DCO}{DBO_5}$ est utilisé comme indice de biodégradabilité des eaux usées on distingue trois cas cités dans le tableau suivant :

	Caractéristiques de l'eau
$\frac{DCO}{DBO_5} < 2$	L'effluent est facilement biodégradable
$2 < \frac{DCO}{DBO_5} < 3$	L'effluent biodégradable à condition de mettre en place un traitement adéquat (on ajoute des bactéries)
$\frac{DCO}{DBO_5} > 3$	Non biodégradable un traitement physico-chimique s'impose

➤ **Les matières oxydables (MO)**

Les matières oxydables correspondent à une moyenne pondérée de la DCO et de la DBO₅, mesurées après une décantation de 2h, suivant la formule :

$$MO = \frac{(2 DBO_5 + DCO)}{3}$$

➤ **carbone organique total (C.O.T)**

Il correspond à une approche de la matière organique dont le carbone est le constituant essentiel. Le principe le plus courant de La mesure du C.O.T repose sur la combustion des matières organiques carbonées d'un effluent après passage au four à 950°C sous un courant d'oxygène.

III. 2. 2. 2 Les nutriments

➤ **Matières azotées**

L'azote présent dans les eaux résiduaires provient principalement des déjections humaines. Les urines contribuent largement à cet apport essentiellement sous forme d'urée, d'acide urique et d'ammoniaque. Par ailleurs, les eaux de cuisine véhiculent des protéines comportant des acides aminés, et certains agents de surface qui incluent dans leurs molécules des radicaux azotés.

L'azote présent dans les eaux usées sous deux formes principales :

- Forme réduite (Azote organique (N) et azote ammoniacal (NH₄⁺)), dit aussi azote total Kjeldahl ;
- Forme oxydée (azote nitreux NO₂⁻ et azote nitrique NO₃⁻).

La présence de cet élément dans l'eau, présente à la fois un élément essentiel pour le développement de la biomasse et revient aussi sur une énorme consommation d'oxygène qui peut engendrer des effets de toxicité vis-à-vis de nombreuses espèces aquatiques et l'eutrophisation.

Remarque :

L'azote peut être séparé des eaux par différents mécanismes :

- Physique (par décantation lorsqu'il est lié aux matières en suspension) ;
- Physico-chimique (oxydations et réductions chimiques) ;
- Par voie biologique (incorporation aux bactéries produites, transformation en nitrates puis en azote gazeux lors des processus de nitrification-dénitrification).

➤ **Composés phosphorés**

Le phosphore est l'un des composants essentiels de la matière vivante. Les composés phosphorés ont deux origines, le métabolisme humain et les détergents.

III. 2. 3 Paramètres biologiques

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

- **Les bactéries pathogènes, essentiellement des entérobactéries:** salmonelles (fièvres typhoïdes, toxi-infection), shigelles (bacilles dysentériques), colibacilles, auxquelles il faut ajouter les leptospires, les mycobactéries (bacilles de la tuberculose).
- **Les virus,** représentés par :
 - ✓ Les entérovirus : poliovirus, coxsachie A et B et schovirus (méningites).
 - ✓ Les réovirus et les adénovirus (affections respiratoires).
 - ✓ Le virus de l'hépatite A.
- **les parasites** : œufs des vers (tænia, ascaris, etc...)
- **les champignons**

III. 3 Les normes de rejet

Ce sont des concentrations maximales et les abattements minima à atteindre en sortie de la station d'épuration ou de la concentration admissible des rejets sur le milieu récepteur. Ces valeurs limites maximales ce sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets

Paramètres	Unités	Valeurs limites	Tolérances aux valeurs limites Anciennes Installation
Température	°C	30	30
PH	-	6,5 – 8,5	6,5 – 8,5
MES	mg/l	35	40
Azote total Kjeldahl	mg/l	30	40
Phosphore total	mg/l	10	15
DCO	mg/l	120	130
DBO ₅	mg/l	30	40
Substances toxiques biocumulable	mg/l	0,005	0,01
Cyanures	mg/l	0,1	0,15
Fluor et composés	mg/l	15	20
Indice de phénols	mg/l	0,3	0,5
Hydrocarbures	mg/l	10	15
Huiles et Graisse	mg/l	20	30
Cadmium	mg/l	0,2	0,25
Cuivre total	mg/l	0,5	1
Plomb total	mg/l	0,5	0,75
Chrome total	mg/l	0,5	0,75
Mercure total	mg/l	0,01	0,05

Source : Journal officiel de la République Algérienne, N°26 du 23/04/2006

Rappel :

NTK = azote total Kjeldahl = Azote organique + Azote ammoniacal = N organique + N-NH₄⁺

Pt = phosphore totale = P organique + P minéral

Phosphore minéral constitué par les orthophosphates = PO₄⁻³

III. 4 Caractéristiques de l'effluent à traiter

La détermination des caractéristiques de l'effluent rejeter pas notre agglomération est une étape primordiale dans cette étude, ainsi que leurs évaluations quantitativement. Donc, on prévoie deux étapes.

III. 4. 1 Echantillonnage et paramètres analysés

Il est nécessaire d'intercepter les rejets à la sorties des agglomérations, et d'en faire une analyse détaillée par la prise d'échantillons. L'échantillonnage est une opération à la quelle le plus grand soin doit être accordé, car il conditionne les résultats analytiques et l'interprétation qui en sera donnée.

Les paramètres pris en compte dans le cadre de notre projet, ainsi que les méthodes utilisées pour leur détermination sont illustrées dans le tableau III.2.

Tableau III.2: Les principaux paramètres examinés

Paramètres	Méthodes utilisés
Température	Thermomètre
pH	PH-mètre
Conductivité	Conductivimètre
MES	Filtration
DCO	Bichromate de potassium
DBO ₅	DBO-mètre
Phosphore, Sulfates, Chlorures	Colorimétrie
Na, Ca, Mg	Analyse volumétrique

Tableau III.3 : Normes de pollution des eaux usées résiduaires urbaines.

Paramètres	Unité	valeurs
pH (Potentiel Hydrogène)	-	6,5-8,5
T° (Température)	°C	<30
DBO ₅	mg/l	100-400
MES	mg/l	150-500
DCO	mg/l	300-1000
DCO/ DBO ₅	-	<2.5
NO ₂ ⁻	mg/l	45
NO ₃ ⁻	mg/l	5
Phosphore	mg/l	10-25

Les résultats d'analyses de notre effluent sont représentés dans le tableau III.3 qui suit :

Tableau III.4: Résultats de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la zone d'étude

Paramètres analysés	Unités	Valeurs
T° (Températures)	°C	17,01
pH (Potentiel Hydrogène)	/	7,84
Conductivité	µs/cm	4177,84
MES	mg/l	382,68
DCO	mg/l	590,23
DBO ₅	mg/l	310,13
Phosphore total (Pt)	mg/l	15
Azote total Kjeldahl (NTK)	mg/l	100

Source : D.R.E de Bejaïa (22/03/2008- 10/01/2014 et 23/02/2014)

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

➤ Interprétation des résultats

- La température est inférieure à 30°C, donc elle est dans la plage des normes des rejets d'eaux usées urbaines. Cette valeur permet un bon rendement épuratoire du fait qu'elle favorise la croissance des micro-organismes.
- Le pH des eaux usées rejetées par les localités de la zone d'étude est de 7.84, conformes aux normes de rejets des eaux usées de nature urbaine, il permet un bon développement des micro-organismes épuratoires qui favorisent le traitement biologique.
- La teneur en matière en suspension (MES) est conforme à la norme des eaux usées de nature urbaine, et ils sont très chargées comparant avec les normes de rejets. Alors, leur rejet direct peut provoquer sur la capacité d'autoépuration du milieu récepteur.
- Une importance teneur en azote total (100mg/l), ce qu'exige son élimination avec nitrification et dénitrification.
- D'après les valeurs de DBO₅ et de DCO et la valeur du l'indice de biodégradabilité données par les résultats de l'analyse, on peut dire que l'effluent peut être épuré biologiquement ($\frac{DCO}{DBO_5} < 2$).
DCO/ DBO₅ qui dans notre cas = 1,9

➤ Conclusion de l'analyse des eaux usées

L'analyse des eaux rejetées par la région de Sidi Ali Lebhar montre que les rejets sont très chargés en matières organiques responsables de la teneur importante en MES et DBO₅.

D'après ces résultats obtenus sur les eaux usées de cette zone d'étude, nous pouvons conclure que :

- Les eaux usées rejetées par ces localités ne peuvent être rejetées dans le milieu naturel (la mer) sans traitement, et ceci afin de protéger ce dernier contre la dégradation.
- Les eaux usées sont de nature urbaine, elles ne nécessitent qu'un traitement biologique.
- La forte teneur en matière azotée (100 mg/l) exige un traitement adéquat pour son élimination.
- La teneur en Phosphore ne présente pas un problème sur les rejets après traitement, car cette teneur est conforme aux normes de rejet.

III. 4. 2 Estimation des charges hydrauliques et charges polluantes

Dans le cadre d'évaluation quantitativement de la pollution, une estimation des charges hydraulique et polluantes est nécessaire pour les deux horizons d'étude (2025 et 2040).

III. 4. 2. 1 Charges hydraulique

➤ Débit moyen journalier des eaux usées domestiques

Les rejets d'eau usée sont fonction de la consommation d'eau potable. Elle est proportionnelle à la consommation en eau potable et au confort de vie des agglomérations.

La quantité d'eau usée rejetée est de l'ordre de 80% des besoins en eau potable.

La formule suivante nous donne le débit d'eau usée domestique :

$$Q_{mj \text{ dom}} = \text{dot} \times N \times C_{rj} \times 10^{-3} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

- $Q_{mj \text{ dom}}$: Débit des eaux usées domestiques (m³/j) ;
- dot : Dotation en eau potable (l/j/hab) ; Pour la région de Sidi Ali Labher la dot = 150 l/j/hab.

- N : nombre d'habitant à l'horizon de calcul ;
- C_{rj} : Coefficient de rejet. Pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

Remarque :

Au niveau de cette zone et d'après la D.R.E de Bejaïa, une majoration de ce débit est nécessaire pour bien introduire le débit des équipements présent dans cette région. Donc cette majoration est estimée à 20% de débit d'eaux usées domestique

➤ **Débit moyen journalier des eaux usées**

Donc d'après cette majoration, on aura :

$$Q_{mj} = 1,2 \times Q_{mj \text{ dom}} \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec :

- Q_{mj} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j) ;
- $Q_{mj \text{ dom}}$: Débit des eaux usées domestiques (m^3/j).

➤ **Débit moyen horaire des eaux usées**

C'est le débit moyen observé au cours de la journée mesuré à l'arrivée à la station d'épuration. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{m,h} = Q_{mj} / 24 \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec :

- $Q_{m,h}$: Débit moyen horaire des eaux usées (m^3/h) ;
- Q_{mj} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j).

➤ **Débit moyen diurne**

Correspond à la période de 16h consécutives au cours de laquelle la step reçoit le plus grand volume d'eaux usées. Elle s'étend généralement de 8h à 24h.

Le débit moyen diurne est donné par :

$$Q_d = Q_{mj} / 16 \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

- Q_d : Débit moyen diurne (m^3/h) ;
- Q_{mj} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j).

➤ **Débit de pointe par temps sec**

Conduit à définir un coefficient de pointe comme étant le rapport du débit moyen de l'heure la plus chargée au débit moyen journalier par la formule :

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{mj}}} \quad \text{si} \quad Q_{m,j} > 2,8 \frac{\ell}{s}$$

$$C_p = 3 \quad \text{si} \quad Q_{m,j} < 2,8 \frac{\ell}{s}$$

Le débit de pointe de temps sec est donné par :

$$Q_p = C_p Q_{m,j} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe par temps sec en (l/s) ;
- $Q_{m,j}$: Débit moyen journalier des eaux usées, donné en (l/s).

➤ **Notion d'équivalent habitant**

L'équivalent habitant se définit comme étant la pollution produite par un habitant et par jour.

Connaissant le débit d'eaux usées à l'horizon de calcul, l'équivalent habitant est déterminé par la formule suivante :

$$EH = \frac{Q_{mj} * 10^3}{C_{rj} * dot} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

- Q_{mj} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j)
- C_{rj} : Coefficient de rejet, pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée
- dot : Dotation en eau potable (l/j/hab). Pour la région de Sidi Ali Lebhar la dot= 150 l/j/hab.

Les résultats du calcul pour les débits des eaux usées domestique, le coefficient du pointe, l'équivalent habitant, ainsi le débit total rejeté sont résumés dans le tableau III.4.

Tableau III.5 : Calcul du débit d'eau usée total

Horizons	Nombre d'habitants	$Q_{mj\ dom}$ (m^3/j)	Q_{mj} (m^3/j)	C_p	Q_p (l/s)	EH
2025	60 388	7246,56	8695,87	1,75	176,05	72 466
2040	79 551	9546,12	11455,34	1,72	227,66	95 461

III. 4. 2. 2 Charges polluantes (les flux polluants)

La détermination quantitative de la pollution véhiculée par les eaux usées fait appel à la notion de **flux polluants** ou **charges polluantes**.

La masse de polluant transitée pendant un intervalle de temps T (pris souvent égal à 24h) est le résultat de l'intégration sur cet intervalle de produit de la concentration du paramètre à analyser par le débit de l'effluent pris en compte :

$$C = []_{moyenne\ 24h} \times Q_{mj} \times 10^{-3} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

- C : Charge polluante en (Kg/j) ;
- $[]_{moyenne\ 24h}$: Concentration moyenne des prélèvements en (mg/l) ;
- Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m^3/j).

➤ **Charge journalière en DBO5**

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

La charge polluante est donnée par la formule suivante :

$$L_0 = [\text{DBO}_5] \times Q_{\text{mj}} \times 10^{-3} \dots\dots\dots (\text{III.8})$$

Avec :

- L_0 : Charge moyenne journalière en DBO5 (Kg/j) ;
- $[\text{DBO}_5]$: La concentration moyenne en DBO5 (mg/l) ;
- Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m^3/j).

➤ **Charge moyenne en DCO**

La charge moyenne en DCO est estimée comme suit :

$$C_{\text{DCO}} = [\text{DCO}] \times Q_{\text{mj}} \times 10^{-3} \dots\dots\dots (\text{III.9})$$

Avec :

- C_{DCO} : Charge moyenne journalière en DCO (Kg/j) ;
- $[\text{DCO}]$: La concentration moyenne en DCO (mg/l) ;
- Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m^3/j).

➤ **Charge journalière en MES**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$C_{\text{MES}} = [\text{MES}] \times Q_{\text{mj}} \times 10^{-3} \dots\dots\dots (\text{III.10})$$

Avec :

- C_{MES} : Charge moyenne journalière en MES (Kg/j);
- $[\text{MES}]$: La concentration moyenne en MES (mg/l);
- Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m^3/j).

➤ **Charge journalière en phosphore total (P_t)**

Elle est estimée comme suit :

$$C_{P_t} = [P_t] \times Q_{\text{mj}} \times 10^{-3} \dots\dots\dots (\text{III.11})$$

Avec :

- C_{P_t} : Charge moyenne journalière en Phosphore total (Kg/j)
- $[P_t]$: La concentration moyenne en Phosphore total (mg/l);
- Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m^3/j).

➤ **Charge journalière en Azote**

Elle se donne comme suit :

$$C_{\text{NTK}} = [\text{NTK}] \times Q_{\text{mj}} \times 10^{-3} \dots\dots\dots (\text{III.12})$$

Avec :

- C_{NTK} : Charge moyenne journalière en Azote (Kg/j)
- $[\text{NTK}]$: La concentration moyenne en Azote (mg/l);
- Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m^3/j).

Remarque :

Les valeurs des concentrations sont prises à partir des analyses qui sont indiquées dans le tableau précédent (tableau III.4).

Le tableau III.6 nous résume les différents résultats estimés pour la composition des eaux usées pour les deux horizons 2025 et 2040.

Tableau III.6 : Récapitulatif de la composition des eaux usées

Paramètres		Unité	Horizon 2025	Horizon 2040
Nombre d'équivalent habitant		eq.hab	72 466	95 461
Charges hydrauliques				
Débit moyen journalier		m ³ /j	8695,87	11455,34
Débit moyen horaire		m ³ /h	362,33	477,31
Débit de pointe par temps sec		l/s	176,05	227,66
Débit diurne		m ³ /h	543,49	715,96
Charges polluantes				
DBO5	Concentration	mg/l	310,13	
	charge polluante (L ₀)	Kg/j	2696,85	3552,65
DCO	Concentration	mg/l	590,23	
	Charge polluante (C _{DCO})	Kg/j	5132,56	6761,29
MES	Concentration	mg/l	382,68	
	Charge polluante (C _{MES})	Kg/j	3327,74	4383,73
Pt	Concentration	mg/l	15	
	charge polluante (C _{Pt})	Kg/j	130,44	171,83
NTK	Concentration	mg/l	100	
	charge polluante (C _{NTK})	Kg/j	869,59	1145,53

Conclusion

On a entamé dans ce chapitre à une estimation qualitative et quantitative de la pollution présente dans l'effluent de notre zone d'étude. Et dans ce cadre de travail, on va dimensionner notre future station d'épuration pour l'horizon 2025 et 2040 selon ces quantités pour bien envisagé la totalité de la pollution et les charges hydrauliques afin de renvoyer cette eau au milieu récepteur sans avoir leur contamination.

Et pour le choix du procédé d'épuration d'une eau usée selon les critères cité dans le chapitre précédent, nous avons opté pour le procédé d'épuration biologique à boues activée, et ce pour les raisons suivantes :

- Taille de la population importante ;
- Sensibilité du milieu récepteur (la mer), qui demande un bon rendement épuratoire, surtout en matière azotée ;
- La forte charge en DBO₅ et en MES de l'effluent, qui demande une importante élimination ;
- La faible sensibilité aux variations de températures du procédé à boues activées ;
- Assure une meilleure qualité de l'effluent rejeté avec des rendements épuratifs pouvant atteindre les 95%.



Chapitre IV
***Procédé d'épuration par boues
activées***

Introduction

Pour bien continuer dans l'enchaînement des idées et d'après le contenu des chapitres précédents, une lacune à compléter pour satisfaire tout éclaircissement sur le procédé d'épuration par boues activées, ainsi celui-ci est parmi les procédés intensifs d'épuration.

Donc, ce chapitre est pour but de détailler le principe de traitement par boues activées, qui se comporte sur le traitement biologique et le traitement des boues en final de la filière de traitement.

IV.1 Principe du traitement par boues activées (culture libre)

Ce processus de traitement est fondé sur la consommation par une multiplication de micro-organismes (ou biomasse) de la pollution azotée, carbonée et phosphorée entrant sur la station, alors considérée comme un substrat. Pour assurer le fonctionnement d'un tel traitement il convient alors de trouver un juste équilibre entre biomasse et substrat.

L'oxygène étant un élément essentiel à la vie de la biomasse ainsi qu'à de nombreuses réactions bio et physico-chimiques, la gestion des concentrations en oxygène est un paramètre crucial dans le fonctionnement d'une telle installation.

Ce principe global de traitement peut être schématisé, selon la représentation de la figure IV.1 ci-après.

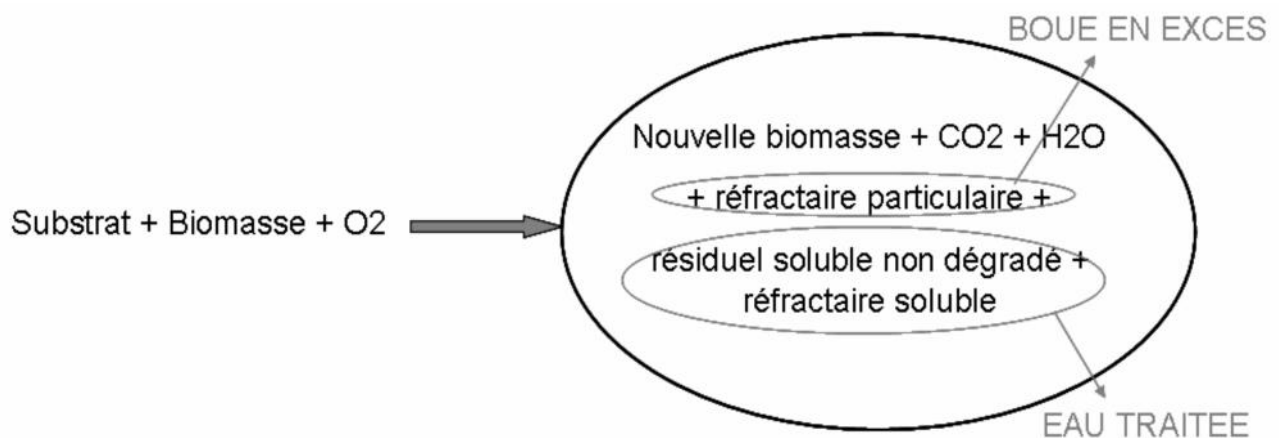


Figure IV.1 : Schématisation du principe d'épuration par boues activées

Remarque :

L'installation d'une station d'épuration par boues activées comprend successivement :

- En amont, le traitement primaire et prétraitement évoqués précédemment (chapitre II) ;
- Le bassin d'aération ;
- Le décanteur secondaire, avec reprise d'une partie des boues (15%) ;
- L'évacuation des eaux traitées ;
- Le digesteur des boues en excès provenant des décanteurs primaire et secondaire.

Donc, en raison de non réputation des explications, on entame directement au traitement biologique et leur évolution (évolution de la biomasse).

La figure IV.2 nous décrit l'ensemble de la filière de traitement par boues activées.

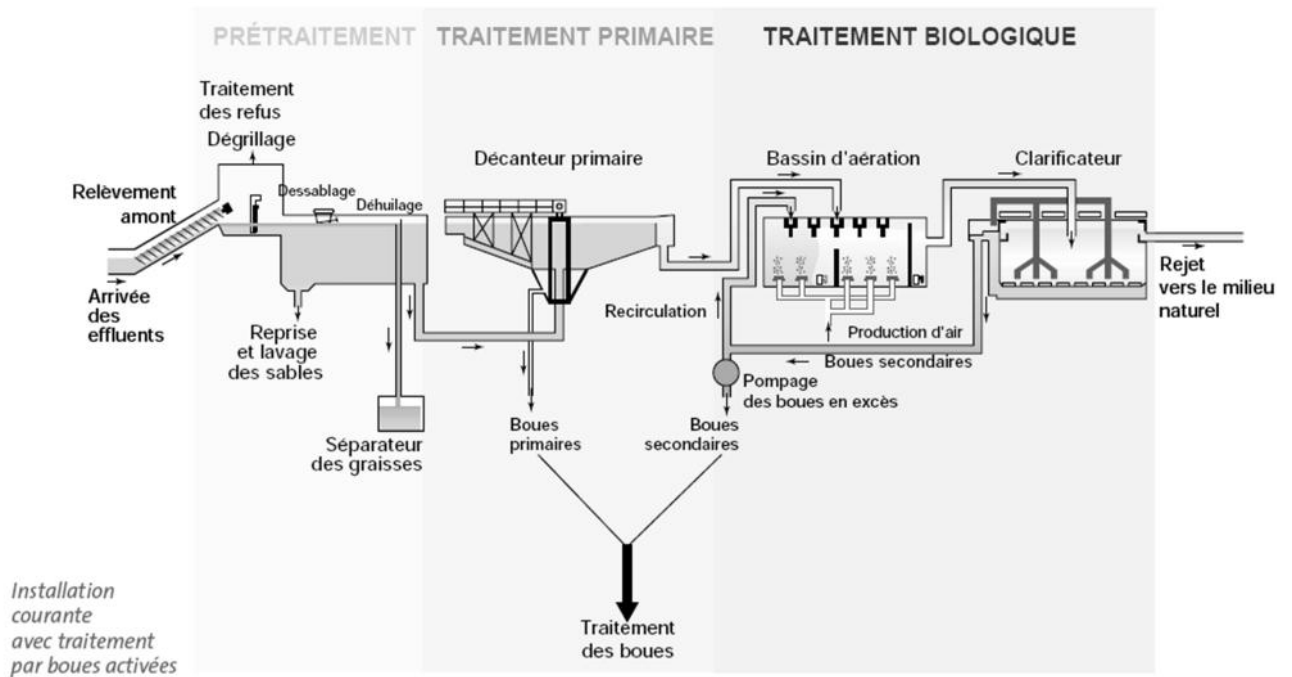


Figure IV.2 : filière de traitement par boues activées

Remarque:

Pour ce procédé, deux ouvrages essentiels combinés d'une façon à mettre l'effluent en succession de traitement, comme la montre la figure IV.3. Ceux sont :

- Le bassin d'aérateur ou le réacteur biologique
- Le clarificateur ou le décanteur secondaire

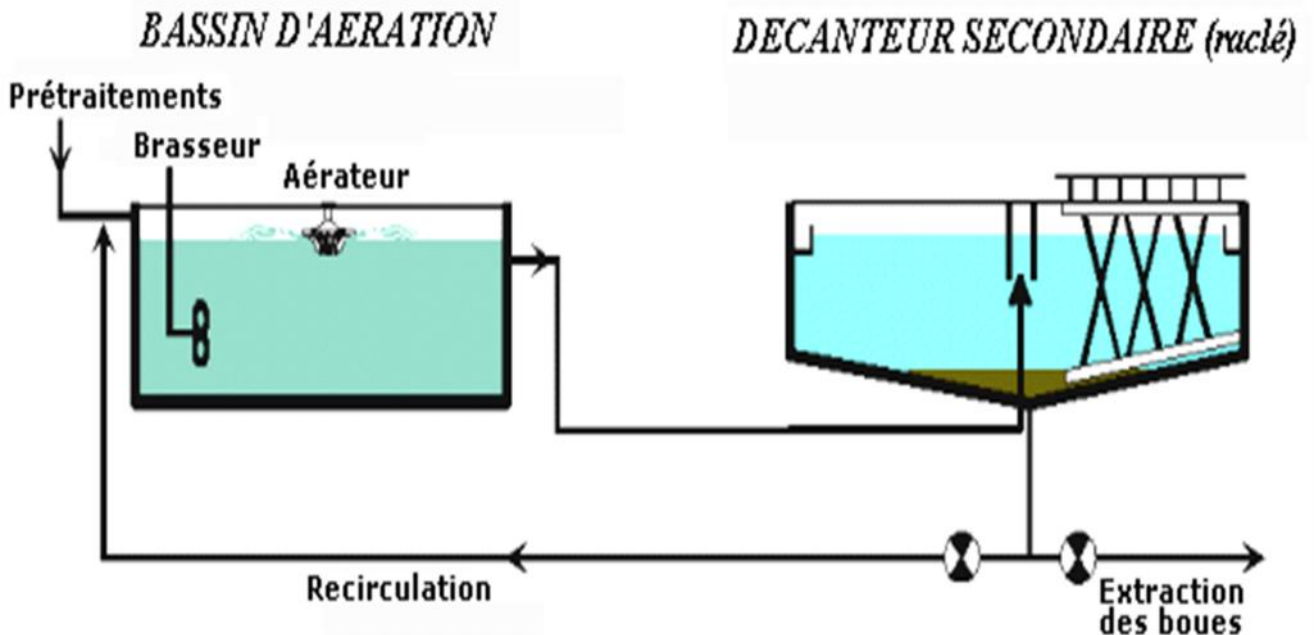


Figure IV.3 : La combinaison d'aérateur et décanteur secondaire

Afin de maintenir une concentration constante en boues dans le bassin d'aération, on effectue un recyclage des boues. Celui-ci se réalise à partir des boues décantées dans le décanteur secondaire. Le débit de retour des boues peut varier entre 15 et 100% du débit moyen de l'effluent à traiter.

IV. 1. 1 Evolution de la DBO

La matière organique de la masse bactérienne évolue en fonction du temps d'aération.

Lors d'une insufflation d'air dans une eau usée urbaine décantée qui contient naturellement une population microbienne variée. On assiste à une évolution progressive de la masse totale des micro-organismes qui croit, se stabilise puis décroît tandis que la DBO de l'effluent diminue de façon continue mais à un rythme variable. Une analyse plus poussées du phénomène permet de distinguer quatre phases principales figure IV.4.

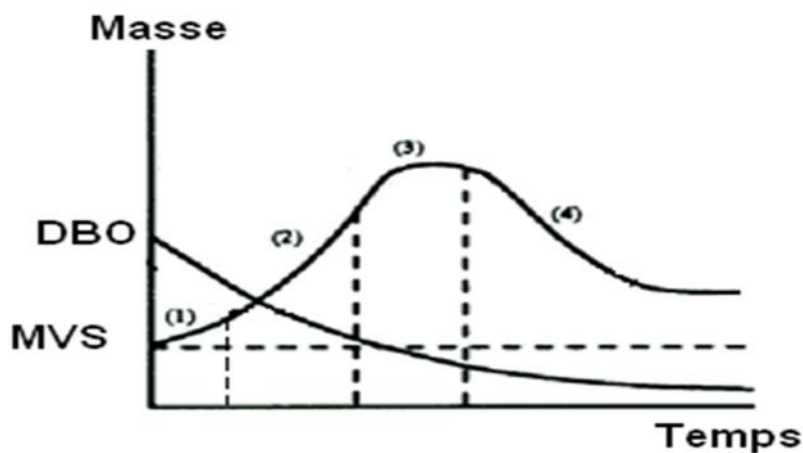


Figure IV.4 : Développement d'une culture bactérienne

Phase 1 (Phase de latence):

Elle correspond à l'adaptation des micro-organismes au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle ou faiblement positive.

Phase 2 (Phase de croissance exponentielle):

Le milieu riche en nourriture permet un développement rapide des bactéries.

La DBO diminue rapidement, la consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne. La masse des matières volatiles en suspension (M.V.S) augmente (car elle est retenue par les flocons bactériens). C'est la phase de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne.

Phase 3(Phase de croissance ralentie):

Au cours de cette phase il y a un ralentissement de la croissance bactérienne dû à l'insuffisance de la nourriture. On observe alors un début de plafonnement de la masse de M.V.S

Phase 4 (Phase endogène) :

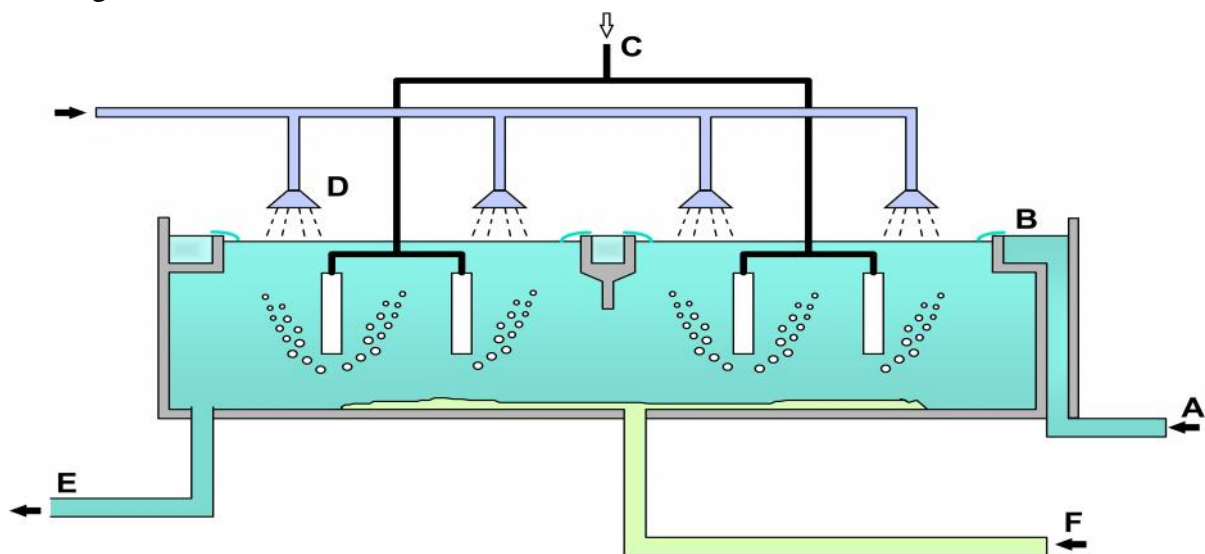
Dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organismes. C'est la phase endogène. L'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux.

IV.2 Le bassin d'aération

Le bassin d'aération a pour rôle d'effectuer une dégradation intense de la matière organique présente dans les eaux usées et la nitrification. La matière carbonée est oxydée jusqu'à la forme CO_2 , l'azote qui arrive à la station d'épuration sous forme organique et d'ammonium est oxydé jusqu'à la forme nitrate (voire figure IV.5).

Avant rejet de l'eau dans le milieu aquatique naturel, la biomasse est séparée de l'eau épurée par décantation dans un clarificateur. Une partie de la biomasse est purgée (ce sont les boues de stations d'épuration) et une partie est remise dans le circuit de manière à maintenir une masse suffisante de micro-organismes pour effectuer l'épuration (en général autour de 4g/l de MES). On cherche à maintenir la biomasse sous forme de floccs de taille supérieure à $50\mu\text{m}$ pour faciliter la décantation.

L'aération est un des paramètres qui joue sur l'aptitude des boues à décanter et un déficit d'aération a pour effet d'augmenter le volume des boues.



- A arrivée de l'eau sortant du décanteur primaire
- B surverse
- C arrivée d'air
- D arrosage pour casser les mousses
- E sortie vers clarificateur secondaire
- F recirculation de boues (en provenance du clarificateur secondaire)

Figure IV.5 : Bassin d'aération

Le bassin d'aération peut être avoir de nombreuses configurations différentes. Les sous-parties qui suivent présentent quelques types de configurations fréquemment rencontrés.

IV.2.1 Bassin à flux piston

L'effluent à traiter et les boues recyclées sont admis en tête du bassin qui est aménagé de façon à constituer un canal de grande longueur. Les concentrations en substrat et les besoins en oxygène de la

liqueur de boues activées varient tout au long de son parcours. De ce fait, la puissance d'aération est normalement dégressive d'amont en aval (figure IV.4).

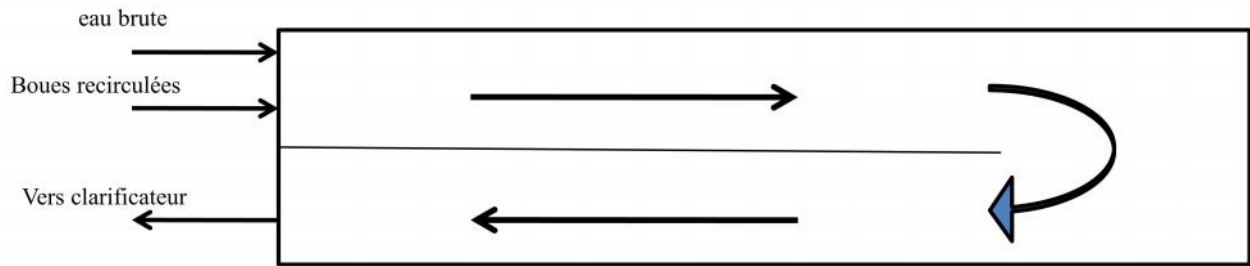


Figure IV.6 : principe du flux piston

IV. 2. 2 Bassin à mélange intégral

Le but recherché est d'obtenir un réacteur totalement homogène qui présente en tout point des concentrations identiques en micro-organismes, oxygène dissous et substrat résiduel. L'avantage de ce dispositif est de limiter les surcharges dues aux pointes de pollution journalières par exemple (figure IV.6). Il est considéré comme un des meilleurs pour l'élimination de la pollution.



Figure IV.7 : Bassin à mélange intégral

IV. 2. 3 Bassins à boucle fermée

Cette technique se rapproche de celle du mélange intégral. Cependant, la longueur de la boucle et la disposition ponctuelle des aérateurs conduisent à des variations de la teneur en oxygène dissous tout au long du bassin. L'eau est mise en mouvement par des mobiles d'agitation. La mise en rotation de l'eau dans les chenaux entraîne une augmentation de la capacité d'oxygénation standard.

Il est possible d'associer plusieurs bassins à boucle en série ou les disposés en parallèles. Lorsque les aérateurs sont à axe vertical, on appelle souvent le système « carrousel », lorsque les aérateurs sont à axe horizontal, le réacteur est souvent dénommé chenal d'oxydation (figure IV.7).

Ce système est en pratique peu utilisé car il est difficilement gérable.

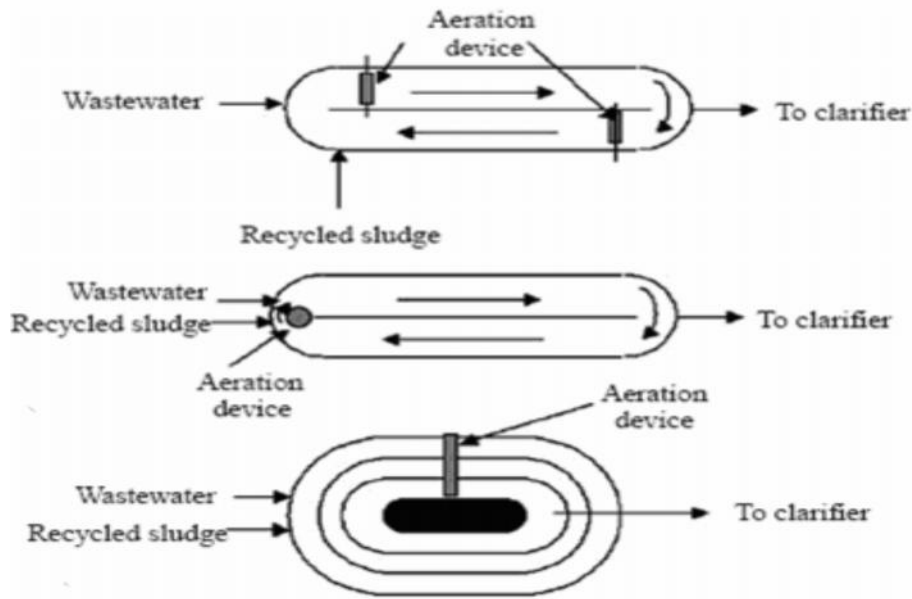


Figure IV.8 : les bassins à boucle fermées (Potier 2005)

IV. 3 Paramètres de traitement

IV. 3. 1 Facteurs de charges

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

➤ **La charge massique Cm**

Elle s'exprime par le rapport entre la pollution appliquée journallement en kg DBO₅ et la masse d'organismes épurateur en kg de poids sec des boues contenues dans l'aérateur biologique.

$$C_m = \frac{\text{DBO5 (entré (Kg./j))}}{\text{MSV dans l'aérateur(masse de boue) (kg)}} = \frac{L_0}{X_a \cdot V} = \frac{L_0}{X_t} \dots \dots \dots (\text{IV.1})$$

➤ **La charge volumique Cv**

Elle exprime le rapport de la pollution apporté par unité de volume de bassin :

$$C_v = \frac{\text{DBO5 (entré (Kg./j))}}{\text{volume du bassin m}^3} = \frac{L_0}{V} \text{ (kg/m}^3 \text{ j)} \dots \dots \dots (\text{IV.2})$$

Avec :

- L₀ : Concentration moyenne de DBO₅ entrante en Kg/J.
- X_t : Masse totale des MVS (des boues) dans l'aérateur en Kg.
- V : Volume de l'aérateur en m³.

Remarque :

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

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

Selon les valeurs de la charge massique (C_m), on peut classer les modes de traitement comme dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Classification des procédés de traitement par boues activées

Désignation	Charge massique C_m (KgDBO ₅ /KgMVS.j)	Charge volumique C_v (KgDBO ₅ /m ³ .j)	Concentration en Boues (KgMVS/m ³)	Age de Boues (j)	Rendement épuratoire
Aération prolongée	0.05 C_m 0.1	C_v 0.3	4	14	95%
Faible charge	0.1 C_m 0.2	0.3 C_v 0.6		10 à 30	90% Nitrification possible
Moyenne charge	0.2 C_m 0.5	0.6 C_v 1.5	3	4 à 10	80 à 90%
Forte charge	0.5 C_m 1.2	1.5 C_v 3	2 à 4	1.5 à 4	80%

IV. 3. 2 Age Des Boue

C'est le rapport entre la quantité de boue dans le bassin et celle extraites quotidiennement .il précise le temps de séjour moyen des boues dans l'aérateur.

$$= \frac{X_t}{X} = \frac{X_a \cdot V}{X} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

- X_t : Masse totale des MVS (des boues) dans l'aérateur en Kg.
- X : Masse des boues extraites quotidiennement en Kg/j.
- V : Volume de l'aérateur en m³.

IV. 3. 3 Indice de Mohlman I_M

L'indice de décantation des boues, dit « indice de Mohlman », est l'un des paramètres utilisés dans le contrôle des boues biologique des stations d'épuration des eaux usées. Il traduit l'état d'hydratation des boues.

$$I_M = \frac{V}{M} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

- V : volume de boue décantée en une demi-heure.
- M : poids des matières en suspension dans le bassin d'aération.

Une boue activée de bonne qualité a un indice de Mohlman 100, c.-à-d qu'elle a une teneur en eau inférieure à 99%, avec 1% de matières solides.

IV. 3. 4 Indice de Donaldson I_D

C'est l'inverse de l'indice de Mohlmann. On a la relation entre les deux indice est donnée par :

$$I_D I_M = 100 \dots \dots \dots (IV.4)$$

IV. 4 Le clarificateur (décanteur secondaire)

Cet ouvrage est destiné à capter les flocons des boues activées issus de l'ouvrage de traitement (bassin d'aération) et à les restituer dans le circuit de traitement (figure IV.9)

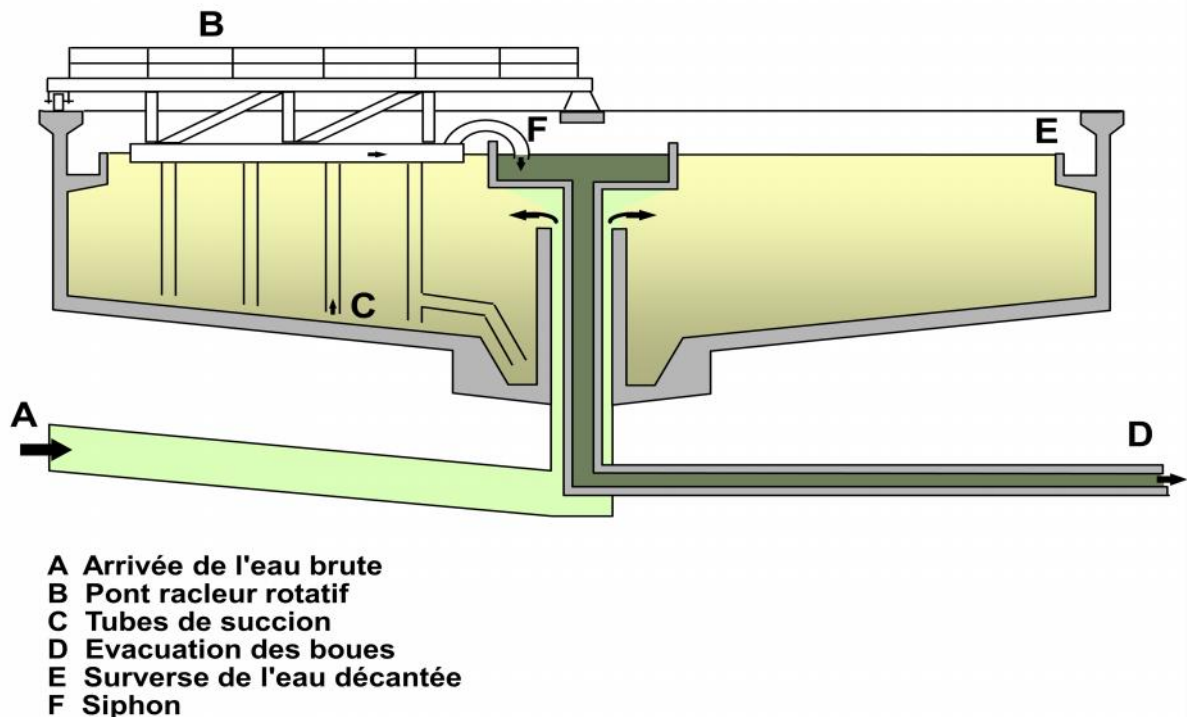


Figure IV.9 : Décanteur circulaire avec raclage des boues

Le clarificateur a une fonction de séparation de phase (clarification) et une fonction d'épaississement afin de ramener la boue activée la plus concentrée dans le réacteur biologique. Il se caractérise par des charges hydrauliques lentes (vitesse ascensionnelle limitée, recommandée inférieure à 0,6m/h) et par un retour rapide des boues décantées.

En final de la phase de clarification, l'eau épurée rejoint le milieu naturel. Voire parfois une désinfection préalable nécessaire selon la nature de ce milieu.

IV. 5 Filière de traitement des boues

La station d'épuration produit en permanence des boues dont l'excès doit être évacuée à intervalles réguliers pour garantir un bon fonctionnement du système. En effet, l'extraction permet de maintenir une quantité de MES nécessaire et suffisante afin d'obtenir une qualité d'épuration optimale.

Ces boues, principalement constituées d'eau (> 97 %, le plus souvent) représentent des volumes importants que la filière de traitement des boues va s'attacher à réduire autant que faire se peut, afin d'abaisser les coûts d'évacuation de ces sous-produits de l'épuration.

Remarques :

- 1) - Une accumulation des boues dans le bassin d'aération conduit aux inconvénients suivants :
 - Surconsommation d'oxygène induisant des surconsommations d'énergie et des risques de sous oxygénation que l'exploitant devra combattre par des changements fréquents du réglage de l'aération.
 - Difficultés de brassage liées à la viscosité croissante de la boue activée.
 - Surconcentration des boues \implies vitesse de décantation ralentie \implies clarification aléatoire.
- 2) - L'accumulation des boues dans le clarificateur est encore plus problématique, en considération des points suivants :
 - Réduction rapide de la hauteur de voile de boue et donc de la marge de sécurité vis à vis des fuites de boues.
 - Allongement du temps de séjour des boues conduisant inévitablement à une altération de la qualité des boues :
 - ✓ développement des bactéries filamenteuses (foisonnement, moussage biologique),
 - ✓ biomasse moins active (mortalité des protozoaires, voire des bactéries).

IV. 5. 1 Origine et composition des boues

La composition des boues urbaines dépend de la nature de la charge polluante des effluents bruts et des techniques de traitement. On distingue ainsi :

- **Les boues primaires**, obtenues au niveau des décanteurs primaires par séparation physique des matières en suspension décantables organiques et minérales ; les boues extraites, à des concentrations de l'ordre de 50 g/l, présentent un taux de matières organique de 50% à 70%. Ces boues dites «boues fraîches» sont extrêmement fermentescibles ;
- **Les boues physico-chimiques**, engendrées par la formation d'un complexe entre la quasi-totalité de la pollution particulaire et colloïdale de l'eau et les réactifs injectés. Ces réactifs se trouvent dans les boues sous forme d'hydroxydes métalliques ou de précipités minéraux (sulfates, phosphates, etc.). ces boues présentent un taux de matières organique de 40% à 65% selon le conditionnement chimique appliqué, pour des concentrations variant de 10 à 60 g/l, selon le procédé de décantation ;
- **Les boues biologiques**, issues du métabolisme de la pollution organique biodégradable (soluble et colloïdale) au cours d'une épuration biologique à cultures libres (boues activées) ou fixées (lits bactérien, biofiltres) ces boues sont également récupérées à des concentrations de quelques grammes par litre (20 à 30 g/l) pour un taux de matière organique de l'ordre de 50% à 70%. Elles sont fermentescibles.

Remarque :

Il est important de signaler que la composition des boues biologiques varie en fonction de la nature du substrat dégradé, de la charge appliquée de fonctionnement de bassin biologique et, éventuellement, du traitement de stabilisation des boues (aérobie ou anaérobie).

IV. 5. 2 Méthodes de traitement et d'élimination des boues

La méthode retenue devra intégrer plusieurs facteurs :

- La capacité de la station ;
- La nature des boues ;
- La fiabilité de la méthode vis-à-vis du devenir des boues ;
- La surface disponible ;
- Les coûts d'investissement et d'exploitation.

Mais, quelle que soit la méthode choisie, l'objectif reste le même :

- La réduction du volume (épaississement, déshydratation, incinération) ;
- La réduction du pouvoir fermentescible (procédés chimique, biologique, thermique).

Remarque :

La destination finale des boues détermine le type de traitement qu'elle devra subir :

- Soit les boues seront évacuées sous forme liquide en vue d'épandage sur terres agricoles. Un épaississement des boues pourra être suffisant.

- Soit leur utilisation sous forme pâteuse ou solide imposera un épaississement et une déshydratation préalables.

Les traitements imposés aux boues s'effectuent d'une manière générale en plusieurs étapes, modulables selon la méthode retenue :

- stabilisation biologique, chimique ou thermique ;
- épaississement, conditionnement et déshydratation ;
- évacuation (épandage, décharge, incinération).

IV.5. 2. 1 *Epaississement des boues*

Le premier stade de déshydratation est l'épaississement induisant une réduction importante du volume des boues issues des traitements biologiques ou physico-chimiques des effluents urbaines.

Les divers intérêts de l'épaississement sont :

- L'amélioration des conditions de fonctionnement et des performances des digesteurs, par suite d'une augmentation du temps de séjours des boues fraîches dans les digesteurs ;
- La réduction de volume des ouvrages de conditionnement et des équipements de déshydratation mécanique ;

De nombreuses techniques sont utilisées pour réaliser l'épaississement des boues :

- L'épaississement gravitaire ou décantation (figure IV.10) ;
- La flottation ;
- L'égouttage ;
- La centrifugation.

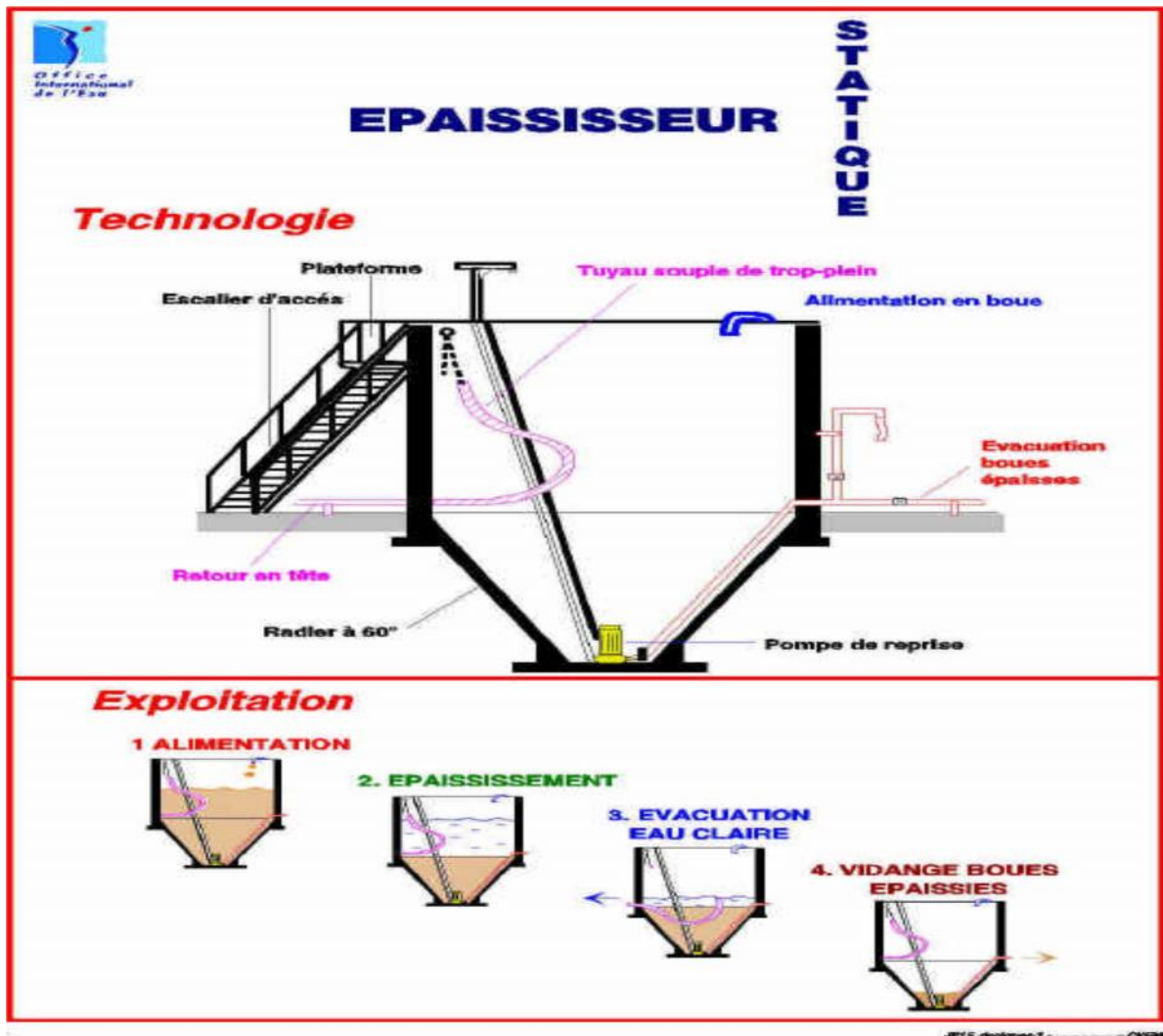


Figure IV.10 : Schéma de principe d'un épaisseur gravitaire

IV. 5. 2. 2 Stabilisation des boues

Le traitement de stabilisation des boues est indispensable afin d'assurer la réduction de leur pouvoir fermentescible. Il existe divers types de stabilisation des boues :

- Stabilisation biologique aérobie ou anaérobie ;
- Stabilisation chimique (ajout de flocculants tels que le chlorure ferrique, utilisé avec de la chaux, ou addition de polyélectrolytes) ;
- Stabilisation chimique.

- La stabilisation ou digestion aérobie consiste en une aération prolongée des boues, qui favorise l'auto-oxydation de la matière organique jusqu'à dépasser la période de synthèse des cellules.
- La digestion anaérobie des boues est un traitement qui permet d'éliminer une grande fraction de la matière organique en produisant de l'énergie sous forme de gaz méthane récupérable. Ce gaz est généralement composé à 65% par du méthane pouvant être utilisé pour le chauffage de l'installation.

Cependant, un investissement important est nécessaire pour la construction de digesteurs anaérobies de boues (génie civil, équipement électromécanique), c'est pourquoi ils ne sont présents que sur des stations d'épuration d'une capacité supérieure à 70 000 EH.

Remarque :

Cette stabilisation est inutile pour les systèmes à boues activées en aération prolongée, et de lagunage naturel.

IV. 5. 2. 3 Conditionnement des boues

Le conditionnement des boues est obtenu par l'application de plusieurs principes physiques, chimiques et thermiques. Il a pour but d'assurer la floculation de la boue pour faciliter le drainage, la filtration ou la centrifugation, ce qui optimise la déshydratation.

Le conditionnement des boues le plus souvent utilisé est de type chimique ou thermique.

➤ Conditionnement chimique :

Le conditionnement chimique peut être réalisé au moyen de réactifs minéraux (sels de fer ou d'aluminium et chaux) ou au moyen de polyélectrolytes organiques synthétiques.

➤ Conditionnement thermique :

Ce type de conditionnement n'est actuellement utilisé que pour les filtres presses. Il consiste à chauffer les boues entre 150 et 200 °C pendant 30 à 60 minutes selon le type de boues et la filtrabilité désirée. Au cours de cette "cuisson", les gels colloïdaux sont détruits et l'hydrophile particulaire diminue.

IV. 5. 2. 4 Déshydratation des boues

La déshydratation des boues constitue la deuxième étape de réduction du volume des boues.

Elle s'opère sur des boues épaissies, stabilise ou non, en vue d'une élimination plus ou moins poussée de leur humidité résiduelle, de manière à les rendre soit pelletables (siccité de 16% à 30%), soit solides (siccité supérieure à 30%).

Plusieurs techniques de déshydratation ont été mises en œuvre sur des boues urbaines préalablement conditionnées (conditionnement chimique ou thermique).

➤ Lits de séchage naturels :

C'est une technique de déshydratation naturelle. Le système consiste à sécher les boues à l'air libre sur des lits de séchage drainés.

On admet généralement une surface de 1 m² pour 2 à 3 EH. C'est un procédé simple, nécessitant une importante main-d'œuvre et une grande surface de terrain. Les boues admises sur ces lits sont réparties sur une épaisseur de 0,2 à 0,3 m. Les eaux d'égouttage sont collectées par des drains et renvoyées en tête de station.

➤ Lits de séchage à plantation macrophytes :

Le traitement des boues par des roseaux est basé sur le principe d'une déshydratation sur lits de séchage plantés de macrophytes (roseaux). Il s'agit d'un procédé de filtration des boues sur un massif filtrant planté de roseaux (Voir figure IV.11). Les boues sont extraites directement du bassin d'aération vers ce massif filtrant en couches successives.



Figure IV.11 : lit de séchage planté de roseaux

➤ **Déshydratation mécanique :**

Les techniques de déshydratation mécanique sont les suivantes :

1)- Filtration sous vide :

C'est une technique de déshydratation très bien maîtrisée et fiable. Le conditionnement préalable des boues à filtrer est indispensable.

2)-Filtration sous pression :

C'est une technique de plus en plus utilisée, qui permet une mécanisation poussée des opérations successives. Elle met en œuvre essentiellement le filtre presse, constitué d'un grand nombre d'éléments filtrants en forme de plaques juxtaposées, recouverts par une toile filtrante métallique en acier ou en tissu synthétique.

Il existe plusieurs types de filtres presses ; parmi ceux-ci, on peut citer les filtres à bande (Voir figure IV.12). Dans ces presses à bande filtrante continue, la boue est comprimée progressivement par une série de rouleaux réglables verticalement sur l'étendue de la bande.



Figure IV.12 : Déshydratation mécanique par filtre à bandes

IV. 5. 2. 4 *Elimination finale des boues*

Les destinations finales des boues de station d'épuration sont au nombre de trois :

- Valorisation agricole (boues liquides ou solides, compostage et séchage thermique) ;
- Incinération ;
- Mise en décharge.

Les contraintes technico-économiques et environnementales orientent le choix du mode d'élimination finale des boues, en tenant compte des impératifs de la législation en vigueur.

Conclusion

A propos de ce chapitre, on a défini la totalité de la filière de traitement des eaux usées par boues activées. Et cela débutant du bassin d'aération jusqu'à la filière de traitement des boues.

Dans cette dernière, on a remarqué que plusieurs techniques existent. Et pour le choix de la mieux adaptée au tel projet, plusieurs paramètres rentrent en jeu, à savoir :

- L'origine et la qualité des boues à traiter ;
- La destination finale des boues traitées ;
- La disponibilité de terrain pour la filière ;
- L'étude technico-économique de l'installation.



Chapitre V

Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Introduction

Ce chapitre est destiné pour le dimensionnement de tous les ouvrages existants dans notre station d'épuration, et cela pour les deux horizons (2025 et 2040).

Dans cette station existe :

1. Ouvrages de prétraitement :
 - Le dégrilleur
 - Le dégraisseur-déssableur
2. Ouvrages de traitement biologique :
 - Le bassin d'aération
 - Le clarificateur
3. Ouvrage de traitement tertiaire :
 - Le bassin de désinfection
4. Ouvrages de traitement des boues
 - L'épaississeur
 - Le filtre à bandes

V. 1 Le prétraitement

Les prétraitements permettent d'éliminer les matières grossières véhiculées par l'effluent, pour éviter le colmatage et la corrosion des canalisations et pour ne pas perturber le fonctionnement des ouvrages ultérieurs. Ces prétraitements sont réalisés en tête de la station d'épuration.

Remarque :

Le dimensionnement de cette partie se basera sur le débit de pointe en temps sec, et cela pour les deux horizons (2025 et 2040). Ainsi pour des raisons économiques les prétraitements se font à long terme, c-à-d pour l'horizon 2040. Mais dans ce mémoire, on les dimensionne pour les deux horizons et en finale on tire des conclusions.

V. 1. 1 Dimensionnement du dégrilleur

L'installation du dégrillage est constituée de deux unités successives équipées d'une grille grossière à l'amont de poste de relèvement et d'une grille fine en aval de ce dernier. Les deux sont automatiques.

On opte pour des grilles inclinées de 60° par rapport à l'horizontal.

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

Un by-pass est nécessaire entre les canaux où se trouvent les grilles, pour éviter les risques de débordement en cas de la panne de la grille (exemple de colmatage).

Pour les dimensions finales des grilles et leurs nombre, un aspect commercial est nécessaire. Cela est en dehors de notre choix.

1)- Largeur de la grille (L) :

La largeur de la grille est calculée par la méthode de KIRSCHMER :

$$L = \frac{S \times \sin\gamma}{h_{\max} \times (1 - S) \times \dagger} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

- L : Largeur de la grille en (m) ;
- S : Surface de passage de l'effluent en (m²), tel que : $S = \frac{Q_p}{V}$
- Q_p : Débit du pointe en (m³/s) ;
- V : Vitesse de passage de l'effluent à travers la grille en (m/s) ;
- h_{max} : Hauteur d'eau maximale admissible sur la grille en (m), généralement entre 0,15 m et 1,5 m.

- ✓ h_{max} = 0,1 m 1000 EH
- ✓ h_{max} = 0,2 m 5000 EH
- ✓ h_{max} = 0,4 m 20000 EH
- ✓ h_{max} = 0,5 m 50000 EH
- ✓ h_{max} = 0,6m 100000 EH

Pour notre cas, on prend h_{max} = 0,60 m

- : Fraction de la surface occupée par les barreaux ;

$$S = \frac{e}{e+d} \dots\dots\dots (V.2)$$

Tel que :

- * e : épaisseur des barreaux en (cm)
- * d : espacement entre les barreaux en (cm).

Tableau V.1: Espacement et épaisseur des barreaux

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

- : Coefficient de colmatage des grilles
 - * σ = 0,5 pour une grille automatique.
 - * σ = 0,25 pour une grille manuelle.
- : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal en (°).

En remplaçant la surface par sa formule, l'expression (V.1) devient comme suit :

$$L = \frac{Q_p \times \sin\gamma}{V \times h_{\max} \times (1 - S) \times \dagger} \dots\dots\dots(V.3)$$

Remarque :

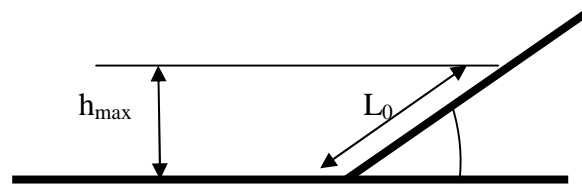
La vitesse au travers le dégrillage doit être comprise entre 0,3 à 1,2 m/s.

Dans les hypothèses hydrauliques pour la vitesse idéale, on a :

- * V_{max} = 1,2 m/s pour ne pas réduire l'efficacité du dégrilleur ;
- * V_{min} = 0,3 m/s pour éviter un dépôt de sable dans le caniveau.

Donc, pour le dimensionnement on prendra une vitesse de 0,6 m/s pour le débit de pointe en temps sec (Q_p) sur un réseau séparatif (c'est dans notre cas).

2)- Longueur mouillée de la grille (L₀) :



$$L_0 = \frac{h_{max}}{\sin \gamma} \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

- L₀ : Longueur mouillée de la grille en (m) ;
- h_{max} : Hauteur d'eau maximale admissible sur la grille en (m) ;
- γ : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal en (°).

3)- Longueur totale de la grille (L_t):

Pour la longueur totale de la grille, on doit ajouter une marge de 0,5 m à la longueur mouillée, donc :

$$L_t = L_0 + 0,5 \dots\dots\dots(V.5)$$

4)- Pertes de charges dans le dégrilleur (H) :

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

- La forme et l'épaisseur des barreaux ;
- L'espacement entre les barreaux ;
- La vitesse de passage au travers la grille ;
- L'inclinaison de la grille.

Elles sont déterminées par la formule suivante (formule de KIRSCHMER) :

$$\Delta H = S' \times \left(\frac{e}{d}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V^2}{2g} \times \sin \gamma \dots\dots\dots(V.6)$$

Avec:

- H: Perte de charge en (m) ;
- e : Epaisseur des barreaux en (cm) ;
- d : Espacement entre les barreaux en (cm) ;
- V : Vitesse d'écoulement à travers la grille en (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur en (m/s²) ;
- γ : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal en (°) ;
- S' : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

Tableau V.2 : les valeurs de λ selon la forme des barreaux.

Type de barreau	
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont	1,83
Section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

Remarque:

- Pour la forme des barreaux, on opte pour ceux de section circulaire ($\lambda = 1,79$).
- Dans ce calcul, les pertes de charges doivent être inférieures à 0,4m.

5)- Estimation des quantités de refus de dégrillage :

On peut estimer les refus moyens journaliers ($V_{r.moy}$) de dégrillage en (m^3/j). $V_{retenus}$ est exprimé en litres par équivalent habitant et par an, il est estimé à :

- 5 à 10 l/hab/an pour une grille fine ;
- 2 à 5 l/hab/an pour une grille grossière.

Donc le volume retenus par les grilles est dépend :

- Du débit de l'effluent
- De l'espacement entre les barreaux

Le refus journalier est donné par la formule suivante :

$$V_r = \frac{N_{eq.hab} \times V_{retenus} \times 10^{-3}}{365} \dots\dots\dots (V.7)$$

Et
$$V_{r.moy} = \frac{V_{r.max} + V_{r.min}}{2} \dots\dots\dots (V.8)$$

Avec :

- V_r : Volume des refus journalier retenus par le dégrillage en (m^3/j) ;
- $V_{retenus}$: Volume des refus retenus par le dégrillage, estimé pour 1eq.hab et par an en (l/hab/an) ;
- $N_{eq.hab}$: Nombre d'équivalent habitant en (hab) ;
- $V_{r.moy}$: Volume des refus moyen journalier retenus par le dégrillage en (m^3/j).

***Horizon 2025**

V. 1. 1. 1 Grille Grossière

- ✓ $Q_p = 0,176 m^3/s$
- ✓ $e = 2 cm$
- ✓ $d = 8 cm$
- ✓ $\lambda = 0,2$
- ✓ $\alpha = 0,5$ (grille automatique)
- ✓ $h_{max} = 0,6 m$
- ✓ $V = 0,6 m/s$
- ✓ $\theta = 60^\circ$
- ✓ $\lambda = 1,79$ (forme circulaire des barreaux)

- **Largeur (L) :**

$$L = \frac{Q_p \times \sin \gamma}{V \times h_{\max} \times (1 - s) \times \dagger} = \frac{0.176 \times \sin 60}{0.6 \times 0.6 \times (1 - 0.2) \times 0.5} = 1,06 \text{ m} \Rightarrow \boxed{L = 1,1 \text{ m}}$$

- **Longueur mouillée (L₀) :**

$$L_0 = \frac{h_{\max}}{\sin \gamma} = \frac{0,6}{\sin 60} = 0.69 \text{ m} \Rightarrow \boxed{L_0 = 0,7 \text{ m}}$$

- **Longueur totale de la grille (L_t):**

$$L_t = L_0 + 0,5 = 0,7 + 0,5 = 1.2 \text{ m} \Rightarrow \boxed{L_t = 1,2 \text{ m}}$$

- **Pertes de charges (H) :**

$$\Delta H = s' \times \left(\frac{e}{d}\right)^3 \times \frac{V^2}{2g} \times \sin \gamma = 1,79 \times \left(\frac{2}{8}\right)^3 \times \frac{0,6^2}{2 \times 9,81} \times \sin 60^\circ = 0,0045 \Rightarrow \boxed{H = 0,0045 \text{ m}}$$

- **Les quantités de refus de dégrillage :**

$$\begin{aligned} \checkmark V_{\max} &= (72466 \times 5 \times 10^{-3}) / 365 = 0,99 \text{ m}^3/\text{j}. \\ \checkmark V_{\min} &= (72466 \times 2 \times 10^{-3}) / 365 = 0,40 \text{ m}^3/\text{j}. \\ \checkmark V_{\text{moy}} &= (V_{\max} + V_{\min}) / 2 = 0.69 \text{ m}^3/\text{j} \Rightarrow \boxed{V_{\text{moy}} = 0.69 \text{ m}^3/\text{j}} \end{aligned}$$

V. 1. 1. 2 Grille fine

- ✓ Q_p = 0,176 m³/s
- ✓ e = 1 cm
- ✓ d = 0,5 cm
- ✓ = 0,67
- ✓ = 0,5 (grille automatique)
- ✓ h_{max} = 0,60 m
- ✓ V = 0,6 m/s
- ✓ = 60°
- ✓ ' = 1,79 (forme circulaire des barreaux)

- **Largeur (L) :**

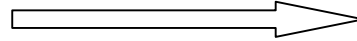
$$L = \frac{Q_p \times \sin \gamma}{V \times h_{\max} \times (1 - s) \times \dagger} = \frac{0.176 \times \sin 60}{0.6 \times 0.6 \times (1 - 0.67) \times 0.5} = 2,56 \text{ m} \Rightarrow \boxed{L = 2,6 \text{ m}}$$

Etant donné que la largeur de la grille est important, donc on opte pour deux grilles de même largeur :

$$L_1 = L_2 = L/2 = 1.3 \text{ m}$$

- **Longueur mouillée (L_0) :**

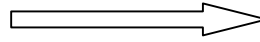
$$L_0 = \frac{h_{\max}}{\sin \gamma} = \frac{0,6}{\sin 60} = 0,69m$$



$$L_0 = 0,7 \text{ m}$$

- **Longueur totale de la grille (L_t):**

$$L_t = L_0 + 0,5 = 0,7 + 0,5 = 1,2 \text{ m}$$



$$L_t = 1,2 \text{ m}$$

- **Pertes de charges (H) :**

$$\Delta H = S' \times \left(\frac{e}{d}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V^2}{2g} \times \sin \gamma = 1,79 \times \left(\frac{1}{0,5}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0,6^2}{2 \times 9,81} \times \sin 60^\circ = 0,0717$$

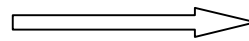
$$H = 0,0717 \text{ m}$$

- **Les quantités de refus de dégrillage :**

$$\checkmark V_{\max} = (72466 \times 10 \times 10^{-3}) / 365 = 1,99 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$\checkmark V_{\min} = (72466 \times 5 \times 10^{-3}) / 365 = 0,99 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$\checkmark V_{\text{moy}} = (V_{\max} + V_{\min}) / 2 = 1,49 \text{ m}^3/\text{j}$$



$$V_{\text{moy}} = 1,49 \text{ m}^3/\text{j}$$

*Horizon 2040

Le même calcul sur le dégrilleur est fait pour l'horizon 2040.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau V.3, pour les deux horizons considérés (2025 et 2040).

Tableau V.3 : Tableau de calculs du dégrilleur.

Type de grille	Type de grille	Unité	Horizons	
			2025	2040
Grille grossière	Débit de pointe en temps sec (Q_p)	m ³ /s	0,176	0,228
	épaisseur des barreaux (e)	cm	2	2
	espacement entre les barreaux (d)	cm	8	8
	Fraction de la surface occupée par les barreaux ()	/	0,2	0,2
	coefficient de colmatage des grilles ()	/	0,5	0,5
	Hauteur d'eau maximale admissible sur la grille (h_{max})	m	0,6	0,6
	Vitesse de passage de l'effluent à travers la grille (V)	m/s	0,6	0,6
	Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal ()	°	60	60
	Nombre de grilles	/	1	1
	Largeur de la grille (L)	m	1,1	1,4
	Longueur mouillée de la grille (L_0)	m	0,7	0,7
	Longueur totale de la grille (L_t)	m	1,2	1,2
	Coefficient de forme des barreaux ()	/	1,79	1,79
	Pertes de charge dans le dégrilleur (H)	m	0,0045	0,0045
	Volume maximum des refus retenus par le dégrillage ($V_{r,max}$)	m ³ /j	0,99	1,31
	Volume minimum des refus retenus par le dégrillage ($V_{r,min}$)	m ³ /j	0,40	0,52
	Volume moyen des refus retenus par le dégrillage ($V_{r,moy}$)	m ³ /j	0,69	0,92
Grille fine	épaisseur des barreaux (e)	cm	1	1
	espacement entre les barreaux (d)	cm	0,5	0,5
	Fraction de la surface occupée par les barreaux ()	/	0,67	0,67
	coefficient de colmatage des grilles ()	/	0,5	0,5
	Hauteur d'eau maximale admissible sur la grille (h_{max})	m	0,6	0,6
	Vitesse de passage de l'effluent à travers la grille (V)	m/s	0,6	0,6
	Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal ()	°	60	60
	Nombre de grilles	/	2	2
	Largeur de la grille (L)	m	1,3	1,65
	Longueur mouillée de la grille (L_0)	m	0,7	0,7
	Longueur totale de la grille (L_t)	m	1,2	1,2
	Coefficient de forme des barreaux ()	/	1,79	1,79
	Pertes de charge dans le dégrilleur (H)	m	0,0717	0,0717
	Volume maximum des refus retenus par le dégrillage ($V_{r,max}$)	m ³ /j	1,99	2,62
	Volume minimum des refus retenus par le dégrillage ($V_{r,min}$)	m ³ /j	0,99	1,31
	Volume moyen des refus retenus par le dégrillage ($V_{r,moy}$)	m ³ /j	1,49	1,96

V. 1. 1. 3 Vérification des vitesses de passage à travers les grilles pour l'horizon 2025

Pour le choix final d'installation des grilles, on doit vérifier la vitesse de passage à travers la grille pour l'horizon 2025 avec les dimensions des grilles de 2040. Donc :

$$\text{On a: } L_{(2040)} = (Q_{p(2025)} \times \sin \gamma) / (V \times h_{\max} \times [1 - S] \times \dagger) \iff V = \frac{Q_{p(2025)} \times \sin \gamma}{L_{(2040)} \times h_{\max} \times (1 - S) \times \dagger}$$

➤ **Pour la grille grossière :**

$$V = (0,176 \times \sin 60^\circ) / (1,4 \times 0,6 \times [1 - 0,2] \times 0,5) = 0,45 \text{ m/s}, \text{ donc: } 0,3 \leq V = 0,45 \text{ m/s} \leq 1,2 \text{ m/s (vérifiée)}$$

➤ **Pour la grille fine:**

$$V = (0,176 \times \sin 60^\circ) / (1,65 \times 0,6 \times [1 - 0,67] \times 0,5) = 0,93 \text{ m/s}, \text{ donc: } 0,3 \leq V = 0,93 \text{ m/s} \leq 1,2 \text{ m/s (vérifiée)}$$

Remarques tirées :

- D'après nos calculs et selon les vérifications qui sont faites sur la vitesse de passage à travers les grilles, on projette directement les dimensions de l'horizon 2040 sur l'ouvrage de dégrillage ;
- Pour une meilleure gestion des ouvrages de dégrillages et pour éviter toute circonstance indésirable, on propose une installation d'une grille manuelle de secours pour chaque un de ces ouvrages (grille grossière et grille fine).

V. 1. 2 Dimensionnement du dégraisseur-déssableur

Le calcul du dégraissage est effectué pour les trois débits suivants :

- Le débit moyen de temps sec ;
- Le débit de pointe ;
- Le débit maximum.

Pour chacun de ces débits, on estime les valeurs indicatives suivantes :

V_{asc} = Vitesse ascensionnelle, donnée en (m/h)

T_s = temps de séjour dans l'ouvrage en (mn)

- Pour le débit moyen de temps sec, la V_{asc} 6 à 10 m/h avec $T_s = 15$ à 20 min
- Pour le débit de pointe, la V_{asc} 10 à 15 m/h avec $T_s = 10$ à 15 min
- Pour le débit maximum, la V_{asc} 15 à 30 m/h avec $T_s = 5$ à 10 min [2]

Pour l'ouvrage de dégraissage-déssablage, on opte pour une forme cylindro-conique.

Remarque :

Dans nos calculs, on doit respecter la relation suivante : $1,25 \leq \frac{V}{S} \leq 2,5$ (*)

Dans notre cas, on travaille avec le débit de pointe. Donc on peut calculer les différentes dimensions de cet ouvrage comme suit :

* Horizon 2025

V. 1. 2. 1 Dimensions du dégraisseur-déssableur

1)- La surface de l'ouvrage de dégraissage- dessablage:

La surface est donnée par :

$$S = \frac{Q_p}{V_{asc}} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

- S : Surface de l'ouvrage en (m²) ;
- Q_p : Débit du pointe en temps sec en (m³/h) ;
- V_{asc} : Vitesse ascensionnelle en (m/h). On prend une vitesse ascensionnelle de 10 m/h. [3]

$$S = 633,78/10 = 63,378 \text{ m}^2$$

Etant donnée la surface est un peu importante, on prend deux ouvrages de même surface, donc :

$$S_1 = S_2 = S/2 = 31,689 \quad \longrightarrow \quad \boxed{S_1 = S_2 = 31,689 \text{ m}^2}$$

2)-Le diamètre du l'ouvrage (D) :

On a : $S = \frac{f \times D^2}{4}$, et par conséquence $D = \sqrt{\frac{4 \times S}{f}} \dots\dots\dots (V.10) \quad [3]$

$$D = \sqrt{(4 \times 31,689) / f} = 6,35m \quad , \quad \text{On prend :} \quad \boxed{D = 6,5 \text{ m}}$$

3)-Le volume de l'ouvrage :

Le volume se traduit par la formule suivante :

$$V = \frac{Q_p \times T_s}{60} \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec :

- V : Volume du bassin en (m³) ;
- Q_p : Débit du pointe en temps sec en (m³/h) ;
- T_s : Temps de séjour dans l'ouvrage en (min). On prend un temps de séjour égal à 10 min. [3]

On a deux ouvrages en parallèles, donc on estime que le débit de pointe est devisé en deux c-à-d :

$$Q_{p1} = Q_{p2} = Q_p/2 = 633,78/2 = 316,89 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = (316,89 \times 10) / 60 = 52,82 \text{ m}^3 \quad \longrightarrow \quad \boxed{V = 52,82 \text{ m}^3}$$

Vérification de la relation (*) :

$$V/S = 52,82/31,689 = 1,67 \quad , \quad \text{donc : } 1,25 \leq V/S = 1,67 \leq 2,5 \quad \text{la relation (*) est vérifiée.}$$

4)- La hauteur conique et cylindrique de l'ouvrage (h₁ et h₂) : [3]

On a : $V = S.h_2 + S.\frac{h_1}{3}$

Avec : $tg40^\circ = \frac{R}{h_1}$ (R = D/2) [3]

Donc : $h_1 = \frac{R}{tg40^\circ}$

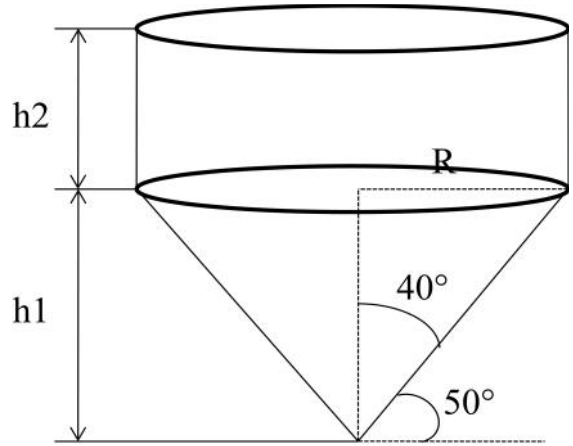
$h_1 = (6,35/2)/tg40^\circ = 3,8 \text{ m}$ **h₁ = 3,8 m**

Donc : $V = S.h_2 + S.\frac{R}{3.tg40^\circ}$

On obtient alors la hauteur :

$h_2 = \frac{V}{S} - \frac{R}{3.tg40^\circ}$ [3]

$h_2 = \frac{52,82}{31,689} - \frac{3,175}{3.tg40^\circ} = 0,4 \text{ m}$ **h₂ = 0,4 m**



5)- La hauteur totale de l'ouvrage (H) :

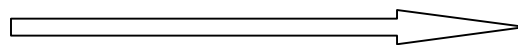
La hauteur totale se traduit par la somme de hauteur cylindrique, conique, plus une hauteur de la revanche :

$H = h_1 + h_2 + h_3$ [3]

Avec :

- h₃ : la hauteur de revanche en (m), qui est de 0,5 m.

$H = 3,8 + 0,4 + 0,5 = 4,7 \text{ m}$



H = 4,7m

V. 1. 2. 2 Calcul du débit d'air à injecter dans le dégraisseur-déssableur

Pour assurer l'aération et la remontée des graisses en surface, on doit appliquer une quantité d'air dans le bassin. Cette quantité varie de 1 à 1,5 m³ d'air/m³ d'eau à traiter, soit :

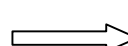
$q_{air} = V_{air} \times Q_p$ (V.13)

Avec :

- q_{air} : Débit d'air à injecter en (m³ d'air/h) ;
- Q_p : Débit du pointe en temps sec en (m³/h) ;
- V_{air} : Volume d'air à injecter selon le volume d'eau à traiter en (m³ d'air/m³ d'eau à traiter).

On prend ce volume égal à 1,2 m³ d'air/m³ d'eau à traiter

$q_{air} = V_{air} \times Q_p = 1,2 \times 633,78 = 760,54 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{h}$



q_{air} = 760,54 m³ d'air/h

V. 1. 2. 3 Calcul des quantités des matières éliminées par le dégraisseur-déssableur

Les matières minérales en suspensions (MMS) représentent 30% environ de la charge en matière en suspension (MES) ; Les 70% restant, représentent les matières volatiles en suspensions (MVS) dans les eaux usées de nature urbaine.

$$\text{MES} = 30\% \text{ MMS} + 70\% \text{ MVS}$$

On a $\text{MES}_{(2025)} = 3327,74 \text{ Kg/j}$.

On peut estimer les différentes quantités de ces matières comme suit :

➤ **Quantité des matières volatiles en suspensions (MVS) à l'entrée du dessableur-dégraisseur :**

$$\text{MVS}_e = 70\% \text{ MES} = 0,7 \times 3327,74 = 2329,41 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MVS}_e = 2329,41 \text{ Kg/j}$$

➤ **Quantité des matières minérales en suspensions (MMS) à l'entrée du dégraisseur-dessableur :**

$$\text{MMS}_e = 30\% \text{ MES} = 0,3 \times 3327,74 = 998,32 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MMS}_e = 998,32 \text{ Kg/j}$$

➤ **Quantité des MMS éliminée par le dégraisseur-dessableur :**

Le dessablage élimine dans les environ de 70% des matières minérales (MMS) présent dans les eaux usées.

$$\text{MMS}_{\text{éliminée}} = 0,7 \times \text{MMS}_e = 0,7 \times 998,32 = 698,83 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MMS}_{\text{éliminée}} = 698,83 \text{ Kg/j}$$

➤ **Quantité des MMS à la sortie du dégraisseur-dessableur :**

$$\text{MMS}_s = \text{MMS}_e - \text{MMS}_{\text{éliminée}} = 998,32 - 698,83 = 299,50 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MMS}_s = 299,50 \text{ Kg/j}$$

➤ **Quantité des MES à la sortie du dégraisseur-dessableur :**

$$\text{MES}_s = \text{MVS}_e + \text{MMS}_s = 2329,41 + 299,50 = 2628,9 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}_s = 2628,91 \text{ Kg/j}$$

* Horizon 2040

Les mêmes calculs sont faits pour cet horizon sur le dégraisseur-dessableur.

Remarques :

1. Pour l'ouvrage du dégraisseur-dessableur, la partie pour l'horizon 2040 (phase d'extension) sera dimensionner à partir de la différence des débits entre les deux horizons (2040 et 2025), tel que :

$$Q_p = Q_{p(2040)} - Q_{p(2025)}$$

Avec :

- * Q_p : Débit de pointe pour le calcul de la phase extension en (m^3/s) ;

- * $Q_{p(2040)}$: Débit de pointe à l'horizon 2040 en (m³/s) ;
- * $Q_{p(2025)}$: Débit de pointe à l'horizon 2025 en (m³/s).

2. La même chose pour les charge à l'entrée de dégraisseur-dessableur, tel que :

$$C_{MES} = C_{MES(2040)} - C_{MES(2025)}$$

Avec :

- * C_{MES} : Charge en MES pour le calcul de la phase extension en (Kg/j) ;
- * $C_{MES(2040)}$: Charge en MES pour l'horizon 2040 ;
- * $C_{MES(2025)}$: Charge en MES pour l'horizon 2025.

3. Les caractéristiques de dégraisseur-dessableur sont les mêmes pour les deux horizons du calcul (2025 et 2040).

Les dimensions du dégraisseur-dessableur sont résumées dans le tableau V.4 pour les deux horizons (2025 et 2040).

Tableau V.4 : Dimensions du dessableur-dégraisseur

Désignation	unité	Horizons	
		2025	2040 (phase d'extension)
Débit de pointe en temps sec (Q_p)	m ³ /h	633,78	185,8
Nombre d'ouvrages	/	2	1
Surface d'un ouvrage (S)	m ²	31,689	18,58
Le diamètre du l'ouvrage (D)	m	6,5	4,8
Volume d'un ouvrage (V)	m ³	52,82	30,97
La hauteur conique de l'ouvrage (h_1)	m	3,8	2,9
La hauteur cylindrique de l'ouvrage (h_2)	m	0,4	0,7
La hauteur totale de l'ouvrage (H)	m	4,7	4,1
Débit d'air à injecter dans le bassin (q_{air})	m ³ d'air/h	760,54	222,96
Matières en suspensions totale (MES) à l'entrée du dégraisseur-dessableur	kg/j	3327,74	1055,99
Matières volatiles en suspensions à l'entrée du dégraisseur-dessableur (MVS_e)	kg/j	2329,42	739,19
Matières minérales en suspensions à l'entrée du dégraisseur-dessableur (MMS_e)	kg/j	998,32	316,80
Matières minérales en suspensions éliminées par le dégraisseur-dessableur ($MMS_{éliminées}$)	kg/j	698,83	221,76
Matières minérale en suspensions à la sortie du dégraisseur-dessableur (MMS_s)	kg/j	299,50	95,04
Matières en suspension à la sortie du dégraisseur-dessableur (MES_s)	kg/j	2628,91	834,23

V. 2 *Le traitement biologique*

Ce traitement est dit aussi traitement secondaire, il se réalise dans un ensemble de :

- Bassin d'aération ;
- Le clarificateur.

Vu l'importance concentration de notre effluent en matière azotée et la sensibilité de milieu récepteur (la mer). On étudiera deux variantes du traitement, et en final on fait le choix.

Ces deux variantes sont :

- La variante à faible charge en bassin unique ;
- La variante à faible charge avec bassin d'anoxie en tête.

Remarques :

1. Le choix de la variante à faible charge revient sur l'élimination de l'azote présent dans notre eau usée, car le processus de la nitrification-dénitrification se réalise dans notre travail par voie biologique.
2. La nitrification biologique se réalise par des bactéries autotrophes en présence d'oxygène et avec une faible charge pour permettre leur croissance dans la culture mixte.
3. Le traitement poussé de l'azote en boues activées implique l'application d'une charge suffisamment faible pour le maintien d'une biomasse nitrifiante dans le milieu.

V. 2. 1 *Caractéristiques de la variante à faible charge*

D'après le tableau IV.1 dans le chapitre précédent, le traitement par boues activées à faible charge se caractérise par :

- Charge massique: $0,1 < C_m < 0.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS. j}$
- Charge volumique: $0.3 < C_v < 0.6 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3.\text{j}$
- Concentration en Boues: $4 \text{ Kg MVS}/\text{m}^3$
- Age des Boues: 10 à 30 jours
- Une nitrification possible.

V. 2. 2 *Les différentes charge en DBO₅*

1)- La charge et la concentration en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération (L₀ et [DBO₅]) :

Elles sont données dans le chapitre III-tableau III.6 pour les différents horizons.

2)- La charge en DBO₅ à la sortie de bassin (L_f) :

La concentration en DBO₅ à la sortie doit être conforme aux normes de rejet qui sont dans le journal officiel de la République Algérienne, N°26 du 23/04/2006 qui est fixée à 30 mg/l.

D'où la charge à la sortie : $L_f = [DBO_5]_f \times Q_{m,j} \times 10^{-3} = 30 \times Q_{m,j} \times 10^{-3}$

3)- La charge en DBO₅ éliminée (L_e) :

$$L_e = L_0 - L_f$$

4)- Le rendement d'élimination de la DBO₅ (y_{ep}):

$$y_{ep} = \frac{L_0 - L_f}{L_0} \times 100$$

Remarque :

Sachant qu'on travaille toujours à faible charge, donc le décanteur primaire n'existe plus pour les deux variantes.

V. 2. 3 Etude de la variante à faible charge en bassin unique

V.2. 3. 1 Dimensionnement du bassin d'aération

On opte pour un bassin d'aération de forme rectangulaire de longueur L, largeur B, et hauteur H. On doit tenir compte des relations de TABASSARAN

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \quad \frac{B}{H} \quad 5 \\ 3 \quad H \quad 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

1)- Volume du bassin d'aération (V) :

On peut calculer le volume à partir de plusieurs caractéristiques citées ci-dessus. Dans notre projet on travaille avec celle de la charge volumique.

$$C_v = \frac{L_0}{V} \dots\dots\dots (V.14)$$

D'où : $V = \frac{L_0}{C_v}$

Avec :

- V : volume du bassin d'aération en (m³) ;
- C_v : Charge volumique en (Kg DBO₅/ m³.j). On prend pour notre cas C_v = 0,4 Kg DBO₅/ m³.j ;
- L₀ : Charge polluante à l'entrée du l'aérateur biologique en (Kg DBO₅/j).

2)- Hauteur du bassin d'aération (H) :

On prend une hauteur **H = 4m**, et on doit ajouter une hauteur de revanche pour éviter les débordements dans les cas indésirables. Cette hauteur est signifiée par h, elle doit être supérieure au égale à 0,8m.

Pour notre projet, on prend **h = 0,8 m**

3)- Surface horizontale du bassin d'aération (S_h) :

Donnée par la relation : $S_h = \frac{V}{H} \dots\dots\dots (V.15)$

4)- Largeur du bassin d'aération (B) :

On à :

$$\frac{B}{H} = 4 \quad \Longrightarrow \quad B = 4 \times H \dots\dots\dots (V.16)$$

5)- Longueur du bassin d'aération (L) :

On à : $L = \frac{S_h}{B} \dots\dots\dots (V.17)$

6)- La masse totale des boues dans le bassin (X_t) :

$$X_t = \frac{L_0}{C_m} \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec :

- X_t : Masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg) ;
- C_m : Charge massique en (kg DBO₅/ kg MVS.j). On prend C_m = 0,12 Kg DBO₅/Kg MVS.j;
- L₀ : Charge polluante à l'entrée du l'aérateur biologique en (Kg DBO₅/j).

7)- La concentration de boues dans le bassin (X_a) :

$$X_a = \frac{X_t}{V} \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec :

- X_a : concentration des boues dans le bassin (Kg/m³) ;
- X_t : Masse totale des boues dans l'aérateur en Kg ;
- V : Volume du bassin (m³).

8)- Le temps de séjour dans le bassin d'aération (T_s) :

$$T_s = \frac{V}{Q} \dots\dots\dots (V.20)$$

Avec :

- T_s : Temps de séjour dans le bassin d'aération en (h) ;
- V : Volume du l'aérateur en (m³) ;
- Q : Débit de la station en (m³/h).

➤ Pour le débit moyen horaire : $T_s = \frac{V}{Q_{m.h}}$

➤ Pour le débit de pointe : $T_s = \frac{V}{Q_p}$

Avec :

- Q_{m.h} : Débit moyen horaire des eaux usées en (m³/h) ;
- Q_p : Débit de pointe par temps sec en (m³/h).

V. 2. 3. 2 Bilan des boues

1)- la quantité des boues en excès (X) :

Cette quantité en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + (a_m \times L_e) - (b \times X_t) - X_{eff} \dots \dots \dots (V.21)$$

Avec :

- X : Quantité des boues en excès en (Kg/j) ;
- X_{\min} : Boues minérales (30 % de MES) ;
- X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. Pour notre cas, on prend 0,3 des MVS.
- a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO5 éliminées). a_m varie entre 0,55 < a_m < 0,65. On prend $a_m = 0,6$
- L_e : Quantité de DBO₅ éliminée en (Kg/j) ;
- b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b = 0,07$;
- X_t : Masse totale des boues dans le bassin (Kg) ;
- X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

2)- La concentration des boues en excès (X_m):

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots (V.22)$$

Avec :

- X_m : Concentration de boues en excès (g/l) ;
- I_m : L'indice de Mohlman. : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100 à 150 ml/g).

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

On prend : $I_m = 125$ ml/g.

3)- Le débit de boues en excès ($Q_{b \text{ excès}}$):

Il est donné par :

$$Q_{b \text{ excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots \dots \dots (V.23)$$

Avec :

- X : Quantité des boues en excès en (Kg/j) ;
- X_m : concentration des boues en excès (g/l) ;
- $Q_{b \text{ excès}}$: Débit des boues en excès en (m³/j).

4)-Le débit spécifique par m³ de bassin (q_{sp}) :

Le débit spécifique est donné par la formule suivante :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots \dots \dots (V.24)$$

Avec :

- q_{sp} : Le débit spécifique en (Kg/m³.j) ;

- X : Quantité de boues en excès en (Kg/j) ;
- V : volume de bassin (m³).

5)- Le taux de recyclage des boues (R) :

Une recirculation des boues de clarificateur vers le bassin d'aération se fait à fin de maintenir une concentration moyenne de boues dans ce dernier et d'éviter l'accumulation de boues dans le clarificateur, ainsi pour avoir un bon rendement épuratoire par optimisation de l'activité de la biomasse.

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

$$R = \frac{X_a}{X_m - X_a} \times 100 \dots\dots\dots (V.25)$$

Avec :

- R : Le taux de recyclage des boues en (%) ;
- X_a : concentration des boues dans le bassin d'aération en (Kg/m³) ;
- X_m : Concentration de boues en excès (g/l).

6)- Le débit des boues recyclées (Q_r):

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration, il est donné par la formule qui suit :

$$Q_r = R \times Q_{m.j} \dots\dots\dots (V.26)$$

7)- Age des boues (A_b):

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et celles extraites quotidiennement. Il précise le temps de séjour moyens des boues dans l'aérateur.

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} \dots\dots\dots (V.27)$$

Avec :

- A_b : Age des boues en (j) ;
- X_t : masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg) ;
- X : Quantité de boues en excès en (Kg/j).

V.2. 3. 3 Bilan de l'azote

1)- La masse d'azote journalière à nitrifier (N_{nit}) :

La masse d'azote journalière à nitrifier est donnée par la formule suivante :

$$N_{nit} = NK_{entrée} - N_{opr} - N_{osr} - N_{ass} - NH_{4rejet} \dots\dots\dots (V.28) [5]$$

Avec :

- N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j) ;
- NK_{entrée} : La masse d'azote kjeldahl dans l'effluent en (Kg/j) ;
- N_{opr} : La masse d'azote organique particulaire réfractaire (piégée dans les boues) en (Kg/j) ;
- N_{osr} : La masse d'azote organique soluble réfractaire (rejetée) en (Kg/j) ;
- N_{ass} : La masse d'azote assimilée essentiellement par les bactéries du carbone en (Kg/j) ;
- NH_{4rejet} : La masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée en (Kg/j).

Tel que :

- ✓ $N_{opr} = 2\% NK_{entrée}$.
- ✓ $N_{osr} = 2\% NK_{entrée}$.
- ✓ $N_{ass} = 0,05 \cdot L_e$ (5% de la DBO_5 éliminée par l'aérateur).
- ✓ $NH_{4rejet} = [NH_{4,résiduel}] \times 10^{-3} \times Q_{m,j}$, (avec $[NH_{4,résiduel}] = 1\text{mg/l}$).

2)- La vitesse de nitrification en bassin unique (V_{nit}) :

Elle est donnée par la relation suivante:

$$V_{nit} = 0,116 \times 1,06^{T-20} \times C_{vN} \dots\dots\dots (V.29) \quad [5]$$

Avec :

- V_{nit} : Vitesse de nitrification en (mg N/l.h) ;
- T : Température en (°C) ;
- $C_{v,N}$: Charge volumique en $NK_{entrée}$, en (g N/m³ bassin d'aération. j).

3)- La vitesse de dénitrification en bassin unique ($V_{dénit}$) :

Elle est donnée par la relation suivante:

$$V_{dénit} = 0.0072 \times 1.06^{T-20} \times C_{v.DCO} \dots\dots\dots (V.30) \quad [5]$$

Avec :

- $V_{dénit}$: vitesse de dénitrification en (mg N-NO₃/l.h) ;
- $C_{v.DCO}$: Charge volumique en DCO totale en (g DCO totale/m³ bassin d'aération. j).

Tel que : $C_{v.DCO} = \frac{C_{DCO}}{V}$

- C_{DCO} : Charge moyenne journalière en DCO (Kg/j) ;
- V : Volume du bassin d'aération en (m³).

4)-La durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification :

Elle est obtenue selon l'expression suivante :

$$\text{Durée } O_2 \text{ mini} = (N_{nit} \times 1000) / (V_{nit} \times V) \dots\dots\dots (V.31) \quad [5]$$

Avec :

- Durée O_2 mini : Durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification en (h/j) ;
- N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j) ;
- V_{nit} : Vitesse de nitrification en (mg N/l.h) ;
- V : Volume du bassin d'aération en (m³).

5)- La durée journalière cumulée d'anoxie nécessaire à la dénitrification dans le bassin d'aération (t_{anox}) :

La durée d'anoxie est égale aux 24h de la journée moins temps d'aération (ou la durée nécessaire à la nitrification), moins temps de consommation O₂ dissous.

Pour le temps de consommation d'oxygène dissous est recommandée pour 2,5 h /24 h. Donc :

$$t_{\text{anox}} = 24 - \text{Durée O}_2 \text{ mini} - 2,5 \dots\dots\dots (V.32) \quad [5]$$

6)- La masse d'azote nitrique rejetée (N-NO₃ rejet) :

$$N\text{-NO}_3 \text{ rejet} = [N\text{-NO}_3 \text{ rejet}] \times 10^{-3} \times Q_{\text{m.j}} \dots\dots\dots (V.33) \quad (\text{Kg/j}) \quad [5]$$

Avec:

- [N-NO₃ rejet]: La concentration d'azote nitrique rejeté en (Kg/j). On à : [N-NO₃ rejet] = 5 mg/l.
- Q_{m.j}: Débit moyen journalier en (m³/j).

7)- La masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération (NO₃ BA):

$$NO_3 \text{ BA} = V_{\text{dénit}} \times V \times 10^{-3} \times t_{\text{anox}} \dots\dots\dots (V.34) \quad (\text{Kg/j}) \quad [5]$$

- V_{dénit}: La vitesse de dénitrification dans le bassin d'aération en (mg N-NO₃/l.h) ;
- V : volume de bassin d'aération en (m³) ;
- t_{anox}: Durée journalière d'anoxie en (h/j).

8)- La masse totale d'azote dénitrifié (NO₃.nit) :

Masse totale d'azote dénitrifié : masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération à l'arrêt des aérateurs + masse d'azote nitrique rejetée. [5]

$$NO_{3,\text{nit}} = NO_3 \text{ BA} + N\text{-NO}_3 \text{ rejet} \dots\dots\dots (V.35) \quad (\text{Kg/j})$$

9)- Le rendement d'élimination de l'azote (é_{lim.N}):

$$y_{\text{élim.N}} = \frac{NO_{3,\text{nit}}}{NK_{\text{entree}}} \times 100$$

V. 2. 3. 4 Les besoins en oxygène

1)- Les besoins journaliers en oxygène (q_{o2}) :

La fourniture d'oxygène constitue un élément déterminant du traitement de l'azote dans les stations d'épuration. Les besoin à couvrir correspondent à l'oxydation de la matière organique, à la nitrification et à l'auto-oxydation endogène des boues. On doit prendre en compte la restitution d'oxygène par dénitrification. [5]

➤ Les besoins à l'oxydation de la matière organique :

On considère que la demande en oxygène nécessaire à l'oxydation de la matière organique représente 65% de la DBO éliminée. Le besoin en oxygène est donnée par :

$$DO_{MO} = 0,65 \times L_e \dots \dots \dots (V.36)$$

Avec :

- DO_{MO} : La demande journalière en oxygène correspondant au traitement de la matière organique en ($Kg O_2/j$) ;
- L_e : La charge en DBO_5 éliminée en (Kg/j).

➤ Les besoins à la nitrification :

Pour l'oxydation d'1 g d'azote ammoniacal, il est nécessaire d'apporter 4,2 g d'oxygène.

Donnée par : $DO_{Nit} = 4,2 \times N_{nit} \dots \dots \dots (V.37)$

Avec :

- DO_{nit} : La demande journalière en oxygène correspondant à la nitrification en ($Kg O_2/j$) ;
- N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j).

➤ Les besoins à l'auto-oxydation des boues (respiration endogène) :

$$DO_{endog} = 0,07 \times X_t \dots \dots \dots (V.38)$$

Avec :

- DO_{endog} : La demande journalière en oxygène pour la respiration endogène des boues en ($Kg O_2/j$) ;
- X_t : Masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg).

➤ La restitution d'oxygène par dénitrification :

La dénitrification donnant lieu à une oxydation de matière organique peut être considérée comme équivalente à une rétrocession de 2,85 g d'oxygène par 1g d'azote nitrique dénitrifié. L'apport journalier d'oxygène rétrocedé par la dénitrification s'écrit :

$$AO_{dénit} = 2,85 \times N_{dénit} \dots \dots \dots (V.39)$$

Avec :

- $AO_{dénit}$: L'apport journalier d'oxygène rétrocedé par la dénitrification en ($Kg O_2/j$) ;
- $N_{dénit}$: La masse d'azote journalière à dénitrifier en (Kg/j).

Donc, les besoins journaliers en oxygène peuvent exprimer par la relation suivante :

$$q_{O_2} = DO_{MO} + DO_{Nit} + DO_{endog} - AO_{dénit} \dots \dots \dots (V.40) \quad [5]$$

Avec:

- q_{O_2} : Les besoins journaliers en oxygène en ($Kg O_2/j$).

2)- Les besoins horaires en oxygène ($q_{O_2/h}$) :

$$q_{O_2/h} = q_{O_2} / 24 \dots \dots \dots (V.41)$$

3)- Les besoins de pointe en oxygène (q_{o2,p}) :

Le débit d'oxygène nécessaire à la pointe est calculé pour le temps le plus chargé pour la station d'épuration qui est considéré à 16h de la journée. [3]

$$q_{o2,p} = q_{o2}/16 \dots\dots\dots (V.42)$$

4)-Les besoins horaires en oxygène pour la nitrification (q_{o2/h.mit}) :

$$q_{o2/h.mit} = q_{o2} / \text{Durée O}_2 \text{ mini} \dots\dots\dots (V.43)$$

V. 2. 3. 5 Les caractéristiques de l'aérateur

Plusieurs systèmes d'aération existent au niveau du marché. Pour notre projet en fait le choix des aérateurs de surface qui présentent des avantages, telles que :

- Jouent un double rôle, l'aération et le brassage au même temps ;
- Faible Coût d'investissement ;
- La facilité d'exploitation et de maintenance ;
- Bonne efficacité de transfert d'oxygène.

1)- capacité totale d'oxygène transféré (N_o) :

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK :

$$N_o = (1,98 \times 10^{-3} \times P_a) + 1 \dots\dots\dots (V.44)$$

Avec :

- P_a : Puissance par m² du bassin tel que P_a = (70 ÷ 80) w/m² ; On prend P_a = 75 w/m² ;
- N_o : capacité totale d'oxygène transféré par unité de puissance dans les conditions standards ;

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

2)- quantité d'oxygène par unité de puissance (N) :

$$N = N_o \times \left(\frac{(S \times C_s) - C_L}{C_s} \right) \times \gamma \times E^{(T-20^\circ)} \dots\dots\dots (V.45)$$

Avec :

- C_L : Concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à t=25°C, C_L = (1,5 ÷ 2) mg/l. On prend C_L = 1,5 mg/l ;
- C_S : Concentration de saturation en oxygène à la surface à 20°C. C_S = 9,2 mg/l pour les aérateurs de surface ;
- γ : Coefficient relatif à la présence de produits tensio-actifs

$$S = \frac{C_S (\text{eau usée})}{C_S (\text{eau épurée})} \quad s : \text{est de l'ordre de } 0,95$$

- E : Facteur de correction qui relie le transfert d'oxygène à la surface de l'eau usée,

$$0,8 \quad 0,95 \quad \text{On prend} \quad = 0,8$$

- E : coefficient de température, E=1,02

$$\text{Donc : } N = 1,15 \times \left(\frac{(0,95 \times 9,2) - 1,5}{9,2} \right) \times 0,8 \times (1,02)^{25-20} \Rightarrow N = 0,8 \text{ Kg O}_2/\text{KWh}$$

3)- La puissance d'aération nécessaire ($P_{a,n}$) :

Cette puissance est donnée par :

$$P_{a,n} = \frac{q_{o2,p}}{N} \dots\dots\dots (V.46)$$

Avec :

- $P_{a,n}$: Puissance d'aération nécessaire en (KW) ;
- $q_{o2,p}$: besoins de pointe en oxygène en (Kg O₂/h) ;
- N : quantité d'oxygène par unité de puissance en (Kg O₂/KWh).

4)- La puissance de brassage (P_b) :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$P_b = P_a \times S_h \dots\dots\dots (V.47)$$

Avec :

- P_b : Puissance de brassage en (KW) ;
- P_a : Puissance par m² du bassin tel que $P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$; On prend $P_a = 75 \text{ w/m}^2$;
- S_h : Surface horizontale du bassin (m²).

5)- Le nombre d'aérateurs dans un bassin (N) :

Le brassage et l'aération seront assurés par un nombre d'aérateur (N) de surface à axe vertical déterminé par la formule suivante :

$$N = \frac{P_{a,n}}{P_b} \dots\dots\dots (V.48)$$

V. 2. 3. 6. Dimensionnement du clarificateur

Dans une station d'épuration, le clarificateur est l'ouvrage fondamental qui assure la séparation gravitaire de la boue et de l'eau épurée rejetée dans le milieu récepteur.

Le bon fonctionnement de cet ouvrage implique le respect des règles de conception, une gestion rationnelle de la production de boue ainsi que la maîtrise de sa décantabilité.

V. 2. 3. 6. 1 Dimensions du clarificateur

On opte pour un clarificateur d'une forme circulaire, muni d'un pont racleur de surface pour une récupération des flottants et un racleur de fond pour une récupération des boues décantées vers le centre de l'ouvrage, d'où une partie est recyclée vers l'aérateur biologique et l'autre partie des boues est évacuée vers les ouvrages de traitement des boues.

1)- La surface horizontale du clarificateur (S_h) :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$S_h = \frac{Q_p}{V_{asc}} \dots\dots\dots (V.49)$$

Avec :

- S_h : Surface horizontale de clarification en (m²) ;
- Q_p : Débit de pointe en (m³/h) ;
- V_{asc} : La charge hydraulique (ou vitesse de clarification) en (m/h). Cette vitesse est dépendante :
 - de la fuite tolérée en MES dans l'effluent traité ;
 - de la qualité mécanique des boues (soit I_m, soit I_B des boues).

Tableau V.5 : Valeur de la vitesse ascensionnelle en fonction de l'indice de Mohlman [1]

I_m (mg/l)	75	100	125	150	175	200	250	300	400	500
V_{asc} (m/h)	1,4	1,3	1,2	1,1	1	0,9	0,85	0,8	0,7	0,6

Donc, pour notre cas on prend V_{asc} = 1,2 m/h, car on a pris I_m = 125 ml/g.

2)-Hauteur du clarificateur (H) :

La hauteur du clarificateur ne doit pas être inférieure à 2,80 m. On prend H = 3m

3)-Le volume du clarificateur (V) :

$$V = S_h \times H \dots\dots\dots (V.50)$$

4)- Le diamètre du clarificateur (D) :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S_h}{f}} \dots\dots\dots (V.51)$$

V. 2. 3. 6. 2 Le temps de séjour dans le clarificateur (T_s)

$$T_s = \frac{V}{Q} \dots\dots\dots (V.52)$$

Avec :

- T_s : Temps de séjour en (h) ;
- V : Volume du clarificateur en (m³) ;
- Q : Débit de la station en (m³/h).

➤ Pour le débit de pointe : $T_s = \frac{V}{Q_p}$

➤ Pour le débit moyen horaire : $T_s = \frac{V}{Q_{m.h}}$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe par temps sec en (m^3/h) ;
- $Q_{m.h}$: Débit moyen horaire des eaux usées en (m^3/h).

Remarque :

Pour le dimensionnement de la phase d'extension (horizon 2040), on a travaillé par la différence entre les débits et les charges estimées entre celles de 2040 et 2025 :

1)- Pour les débits : $Q_{dim2040} = Q_{(2040)} - Q_{(2025)}$

Avec :

- $Q_{dim2040}$: Débit considéré pour le dimensionnement de la phase d'extension ;
- $Q_{(2040)}$: Débit considéré pour 2040 ;
- $Q_{(2025)}$: Débit considéré pour 2025.

2)- Pour la charge en DBO_5 : $L_{0(dim2040)} = L_{0(2040)} - L_{0(2025)}$

Avec :

- $L_{0(dim2040)}$: La charge en DBO_5 à l'entrée de bassin d'aération pour le dimensionnement de la phase d'extension ;
- $L_{0(2040)}$: la charge en DBO_5 à l'entrée de bassin d'aération pour 2040 ;
- $L_{0(2025)}$: la charge en DBO_5 à l'entrée de bassin d'aération pour 2025.

C'est le même raisonnement pour la charge en azote.

Tous les résultats de calculs pour cette variante sont résumés dans le tableau V.6 pour les deux horizons (2025 et 2040)

Tableau V.6 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040).

Désignation	Unité	Horizons	
		2025	2040 (Phase d'extension)
Données de base			
Débit moyen journalier ($Q_{m,j}$)	m^3/j	8695,87	2759,48
Débit moyen horaire ($Q_{m,h}$)	m^3/h	362,33	114,98
Débit de pointe (Q_p)	m^3/h	633,78	185,80
Charge polluante à l'entrée L_0	Kg DBO ₅ /j	2696,85	855,80
La charge polluante à la sortie L_f	Kg DBO ₅ /j	260,88	82,78
La charge polluante éliminée L_e	Kg DBO ₅ /j	2435,97	773,02
Quantité des MES à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	2628,91	834,23
Quantité des MVS à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	2329,42	739,19
La charge polluante en DCO (C_{DCO})	Kg/j	5132,56	1628,73
Le rendement de l'épuration (η_{ep})	%	90	90
Dimensions du bassin d'aération			
Nombre de bassins	/	2	1
Volume d'un bassin (V)	m^3	3371	2140
Hauteur du bassin (H)	m	4	4
Hauteur du bassin avec la revanche (H+h)	m	4,8	4,8
Surface horizontale d'un bassin (S_h)	m^2	843	535
Largeur du bassin (B)	m	16	16
Longueur du bassin (L)	m	53	33
La masse totale des boues dans un bassin (X_t)	Kg/j	11236,9	7131,7
La concentration de boues dans un bassin (X_a)	Kg/m^3	3,3	3,3
Le temps de séjour dans un bassin d'aération			
• Pour le débit moyen horaire	h	18,6	18,6
• Pour le débit de pointe		10,6	11,5
Bilan des boues			
la quantité des boues en excès (X)	Kg/j	1115,0	353,8
La concentration des boues en excès (X_m)	g/l	9,6	9,6
Le débit de boues en excès ($Q_{b \text{ excès}}$)	m^3/j	116,15	36,86
Le débit spécifique par m ³ de bassin (q_{sp})	$Kg/m^3.j$	0,17	0,17
Le taux de recyclage des boues (R)	%	53	53
Le débit des boues recyclées (Q_r)	m^3/j	4625,46	1467,81
Age des boues (A_b)	j	20	20

Tableau V.6 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040). (Suite)

Désignation	Unité	Horizons	
		2025	2040 (Phase d'extension)
Bilan de l'azote			
La masse d'azote kjeldahl dans l'effluent ($NK_{\text{entrée}}$)	Kg/j	869,59	275,94
La masse d'azote journalière à nitrifier (N_{nit})	Kg/j	704,31	223,49
La vitesse de nitrification en bassin unique (V_{nit})	mg N/l.h	12,6	12,6
La vitesse de dénitrification en bassin unique ($V_{\text{dénit}}$)	mg N-NO ₃ /l.h	4,6	4,6
La durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification	h/j	8,3	8,3
La durée journalière cumulée d'anoxie nécessaire à la dénitrification dans le bassin d'aération (t_{anox})	h/j	13,2	13,2
La masse d'azote nitrique rejetée (N-NO ₃ rejet)	Kg/j	43,5	13,8
La masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération (NO ₃ BA)	Kg/j	409,5	129,9
La masse totale d'azote nitrique formée (NO ₃ .nit)	Kg/j	452,9	143,7
Le rendement d'élimination de l'azote ($\epsilon_{\text{lim.N}}$)	%	52	52
Les besoins en oxygène			
Les besoins journaliers en oxygène (q_{O_2})	Kg O ₂ /j	4231,3	1342,7
Les besoins horaires en oxygène ($q_{O_2/h}$)	Kg O ₂ /h	176,3	55,9
Les besoins de pointe en oxygène ($q_{O_2,p}$)	Kg O ₂ /h	264,5	83,9
Les besoins horaires en oxygène pour la nitrification ($q_{O_2/h,nit}$)	Kg O ₂ /h	509,1	161,6
Les caractéristiques de l'aérateur			
La puissance d'aération nécessaire ($P_{a,n}$)	KW	330,63	104,88
La puissance de brassage (P_b)	KW	126,41	40,12
Le nombre d'aérateurs dans un bassin (N)	/	3	3
Dimensions du clarificateur			
Nombre de clarificateur	/	1	1
La surface horizontale du clarificateur (S_h)	m ²	528	155
Hauteur du clarificateur (H)	m	3	3
Le volume du clarificateur (V)	m ³	1584	465
Le diamètre du clarificateur (D)	m	26	14
Le temps de séjour dans le clarificateur			
• Pour le débit de pointe	h	2,5	2,5
• Pour le débit moyen horaire		4,4	4,0

V. 2. 4 Etude de la variante à faible charge avec bassin d'anoxie en tête

Dans cette variante, une zone non aérée et brassée est placée en amont du bassin d'aération. Elle reçoit l'eau brute, les boues de recirculation (en provenance du clarificateur) et de la liqueur mixte issue du bassin d'aération.

Les caractéristiques de la variante à faible charge restent le critère de base à respecter pour le dimensionnement du réacteur biologique et du bassin d'anoxie.

V. 2. 4. 1 Dimensionnement du bassin d'anoxie en tête

Le bassin d'anoxie en tête réalise une dénitrification complémentaire de celle obtenue par le séquençage de l'aération du bassin d'aération.

L'objectif est de maintenir, en moyenne, un temps de passage compris entre une et deux heures dans le bassin d'anoxie pour obtenir des conditions anoxiques. Dans ce but, on maintiendra un temps de passage d'une à deux heures au débit de pointe par temps sec.

Pour le réseau séparatif, on doit maintenir un temps de passage de deux heures pour le débit de pointe horaire par temps sec. [5]

1)- Volume du bassin d'anoxie (V_{ba}) :

Le volume du bassin est donnée par :

$$V_{ba} = T_p \times Q_p \dots\dots\dots (V.55) [5]$$

Avec :

- V_{ba} : Volume du bassin d'anoxie en (m³) ;
- T_p : Temps de passage en (h), avec : T_p = 2 heures ;
- Q_p : Débit de pointe par temps sec en (m³/h).

2)- Hauteur du bassin d'anoxie (H_{ba}) :

On prend une hauteur H_{ba} = 4m, et on doit ajouter une hauteur de revanche pour éviter les débordements dans les cas indésirables. Cette hauteur est signifiée par h, elle doit être supérieure ou égale à 0,8m.

Pour notre projet, on prend h = 0,8 m

3)- Surface horizontale du bassin d'anoxie (S_{h,ba}) :

Donnée par la relation :

$$S_{h,ba} = \frac{V_{ba}}{H_{ba}}$$

4)- Largeur du bassin d'anoxie (B_{ba}) :

On opte pour un bassin de forme rectangulaire. Et on doit tenir compte des relations de TABASSARAN

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \frac{B_{ba}}{H_{ba}} \leq 5 \\ 3 H_{ba} \geq 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

On à :

$$\frac{B_{ba}}{H_{ba}} = 4 \quad \Longrightarrow \quad B_{ba} = 4 \times H_{ba}$$

5)- Longueur du bassin d'anoxie (L_{ba}) :

$$\text{On à :} \quad L_{ba} = \frac{S_{h,ba}}{B_{ba}}$$

V. 2. 4. 2 Dimensionnement du bassin d'aération

On opte pour un bassin d'aération de forme rectangulaire de longueur L, largeur B, et hauteur H.
Et aussi pour le bassin d'aération, on doit tenir compte des relations de TABASSARAN

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \quad \frac{B}{H} \quad 5 \\ 3 \quad H \quad 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

1)- Volume du bassin d'aération (V) :

Le volume de l'ensemble (bassin d'aération + bassin d'anoxie en tête) est égal au volume du bassin d'aération d'un bassin unique déterminé selon les calculs exposés dans la première variante (la variante à faible charge en bassin unique).

Donc, le volume est donné par :

$$V = V_1 - V_{ba}$$

Avec :

- V : volume du bassin d'aération en (m^3) ;
- V_1 : volume du bassin d'aération de la première variante en (m^3) ;
- V_{ba} : Volume du bassin d'anoxie en (m^3). [5]

2)- Hauteur du bassin d'aération (H) :

On prend une hauteur $H = 4m$, et on doit ajouter une hauteur de revanche pour éviter les débordements dans les cas indésirables. Cette hauteur est signifiée par h, elle doit être supérieure au égale à 0,8m.

Pour notre projet, on prend $h = 0,8 m$

3)- Surface horizontale du bassin d'aération (S_h) :

$$\text{Donnée par la relation :} \quad S_h = \frac{V}{H}$$

4)- Largeur du bassin d'aération (B) :

On à :

$$\frac{B}{H} = 4 \quad \Longrightarrow \quad B = 4 \times H$$

5)- Longueur du bassin d'aération (L) :

On à :

$$L = \frac{S_h}{B}$$

6)- La masse totale des boues dans le bassin (X_t) :

$$X_t = \frac{L_0}{C_m}$$

Avec :

- X_t : Masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg) ;
- C_m : Charge massique en (kg DBO₅/ kg MVS.j). On prend C_m = 0,12 Kg DBO₅/Kg MVS.j;
- L₀ : Charge polluante à l'entrée du l'aérateur en (Kg DBO₅/j).

7)- La concentration de boues dans le bassin (X_a) :

$$X_a = \frac{X_t}{V}$$

Avec :

- X_a : concentration des boues dans le bassin (Kg/m³) ;
- X_t : Masse totale des boues dans l'aérateur en Kg ;
- V : Volume du bassin (m³).

8)- Le temps de séjour dans l'aérateur (T_s) :

$$T_s = \frac{V}{Q}$$

Avec :

- T_s : Temps de séjour en (h) ;
- V : Volume du l'aérateur en (m³) ;
- Q : Débit de la station en (m³/h).

➤ Pour le débit moyen horaire : $T_s = \frac{V}{Q_{m.h}}$

➤ Pour le débit de pointe : $T_s = \frac{V}{Q_p}$

Avec :

- Q_{m.h} : Débit moyen horaire des eaux usées en (m³/h) ;
- Q_p : Débit de pointe par temps sec en (m³/h).

V. 2. 4. 3 Bilan des boues

Le même calcul que la première variante est fait pour ce bilan des boues, donc on applique les mêmes formules que celle appliquées sur la première variante pour ce bilan.

V. 2. 4. 4 Bilan de l'azote

1)- La masse d'azote journalière à nitrifier (N_{nit}) :

La masse d'azote journalière à nitrifier est donnée par la formule suivante :

$$N_{nit} = NK_{entrée} - N_{opr} - N_{osr} - N_{ass} - NH_{4rejet}$$

Avec :

- N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j) ;
- $NK_{entrée}$: La masse d'azote kjeldahl dans l'effluent en (Kg/j) ;
- N_{opr} : La masse d'azote organique particulaire réfractaire (piégée dans les boues) en (Kg/j) ;
- N_{osr} : La masse d'azote organique soluble réfractaire (rejetée) en (Kg/j) ;
- N_{ass} : La masse d'azote assimilée essentiellement par les bactéries du carbone en (Kg/j) ;
- NH_{4rejet} : La masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée en (Kg/j).

Tel que :

- ✓ $N_{opr} = 2\% NK_{entrée}$.
- ✓ $N_{osr} = 2\% NK_{entrée}$.
- ✓ $N_{ass} = 0,05 \cdot L_c$ (5% de la DBO_5 éliminée par l'aérateur).
- ✓ $NH_{4rejet} = [NH_{4,résiduel}] \times 10^{-3} \times Q_{m,j}$, (avec $[NH_{4,résiduel}] = 1\text{mg/l}$).

2)- La vitesse de nitrification dans le bassin d'aération (V_{nit}) :

Pour prendre en compte des vitesses de nitrification plus élevées du fait de l'existence du bassin d'anoxie, les vitesses obtenues en bassin unique ont été arbitrairement majorées de 10%.

Elle est donnée par la relation suivante:

$$V_{nit} = 0,128 \times 1,06^{T-20} \times C_{vN}$$

Avec :

- V_{nit} : Vitesse de nitrification en (mg N/l.h) ;
- T : Température en ($^{\circ}\text{C}$). On a dans nos analyses $T = 17,01^{\circ}\text{C}$;
- $C_{v,N}$: Charge volumique en $NK_{entrée}$, en (g N/ m^3 bassin d'aération. j). [5]

3)- La vitesse de dénitrification:

Pour ce cas de bassin d'anoxie en tête, on utilise des vitesses spécifiques de dénitrification exprimées en mg N- $\text{NO}_3/\text{g MVS.h}$.

On a une dénitrification dans le bassin d'anoxie et dans le bassin d'aération, donc :

➤ La vitesse de dénitrification dans la zone ou bassin d'anoxie ($V_{dénit.ZA.T}$):

$$V_{dénit.ZA.T} = V_{dénit.ZA.20} \times 1,05^{T-20}$$

Avec :

- $V_{dénit.ZA.T}$: Vitesse spécifique de dénitrification à la température T ;
- $V_{dénit.ZA.20}$: Vitesse spécifique de dénitrification à 20°C , elle est égale à 3 mg N- $\text{NO}_3/\text{g MVS.h}$.
- T : Température en $^{\circ}\text{C}$. On a dans nos analyses $T = 17,01^{\circ}\text{C}$. [5]

➤ **La vitesse de dénitrification dans le bassin d'aération ($V_{\text{dénit.BA}}$) :**

Cette vitesse est considérée indépendante de la température, elle est estimée à 1,5 mg N-NO₃/g MVS.h. [5]

4)-La durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification :

Elle est obtenue selon l'expression suivante :

$$\text{Durée O}_2 \text{ mini} = (N_{\text{nit}} \times 1000) / (V_{\text{nit}} \times V)$$

Avec :

- Durée O₂ mini : Durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification en (h/j) ;
- N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j) ;
- V_{nit} : Vitesse de nitrification en (mg N/l.h) ;
- V : Volume du bassin d'aération en (m³). [5]

5)- La durée journalière cumulée d'anoxie nécessaire à la dénitrification dans le bassin d'aération (t_{anox}) :

La durée d'anoxie est égale aux 24h de la journée moins temps d'aération (ou la durée nécessaire à la nitrification), moins temps de consommation O₂ dissous.

Pour le temps de consommation d'oxygène dissous est recommandée pour 2,5 h /24 h. Donc :

Elle est donnée par :

$$t_{\text{anox}} = 24 - \text{Durée O}_2 \text{ mini} - 1,5 \quad [1]$$

6)- La masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération ($\text{NO}_3 \text{ BA}$):

$$\text{NO}_3 \text{ BA} = V_{\text{dénit.BA}} \times V \times [\text{MVS}] \times 10^{-3} \times t_{\text{anox}} \quad (\text{Kg/j})$$

Avec:

- $V_{\text{dénit.BA}}$: La vitesse de dénitrification dans le bassin d'aération en (mg N-NO₃/g MVS.h) ;
- V : Volume de bassin d'aération en (m³) ;
- t_{anox} : Durée journalière d'anoxie en (h/j).
- [MVS]: Concentration en MVS dans le bassin d'aération en (Kg/m³).

Tel que :

$$[\text{MVS}] = C_{\text{MVS}} / Q_{\text{m,j}}$$

- C_{MVS} : La quantité des matières volatile en suspension à l'entrée de l'aérateur biologique en (Kg/j),
- Q_{m,j} : Débit moyen journalier en (m³/j).

7)- La masse d'azote dénitrifiée dans la zone d'anoxie ($\text{NO}_3 \text{ ZA}$) :

$$\text{NO}_3 \text{ ZA} = (Q_r + Q_c) \times [\text{NO}_3 \text{ rejet}] \quad (\text{Kg/j})$$

Avec:

- Q_r : Débit de recirculation des boues du décanteur vers la zone d'anoxie (m³/j) ;

- Q_c : Débit de circulation des boues du bassin d'aération vers la zone d'anoxie (m^3/j). On le prend généralement à 400% de débit moyen journalier ($Q_c = 4 \cdot Q_{m,j}$).
- $[NO_3_{rejet}]$: La concentration de l'azote à la sortie du bassin d'aération en (Kg/m^3). Tel que :

$$[NO_3_{rejet}] = (N_{dénit} - NO_3_{BA}) / (Q_{m,j} + Q_r + Q_c)$$

8)- La masse d'azote nitrique rejetée ($N-NO_3_{rejet}$) :

$$N-NO_3_{rejet} = [N-NO_3_{rejet}] \times 10^{-3} \times Q_{m,j} \quad (Kg/j)$$

Avec:

- $Q_{m,j}$: Débit moyen journalier en (m^3/j) ;
- $[N-NO_3_{rejet}]$: La concentration en azote nitrique rejetée, on à une norme de $[N-NO_3_{rejet}] = 5 \text{ mg/l}$

9)- La masse totale d'azote dénitrifiée ($NO_{3,nit}$) :

Masse totale d'azote nitrique formée : masse d'azote dénitrifiée dans la zone d'anoxie + masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération à l'arrêt des aérateurs + masse d'azote nitrique rejetée.

$$NO_{3,nit} = NO_3_{ZA} + NO_3_{BA} + N-NO_3_{rejet}$$

10)- Le rendement d'élimination de l'azote ($y_{\text{élim.N}}$):

$$y_{\text{élim.N}} = \frac{NO_{3,nit}}{NK_{\text{entrée}}} \times 100$$

V. 2. 4. 5 Les besoins en oxygène

1)- Les besoins journaliers en oxygène (q_{O_2}) :

➤ Les besoins à l'oxydation de la matière organique :

On considère que la demande en oxygène nécessaire à l'oxydation de la matière organique représente 65% de la DBO éliminée. Le besoin en oxygène est donnée par :

$$DO_{MO} = 0,65 \times L_e$$

Avec :

- DO_{MO} : La demande journalière en oxygène correspondant au traitement de la matière organique en ($Kg O_2/j$) ;
- L_e : La charge en DBO₅ éliminée en (Kg/j).

➤ Les besoins à la nitrification :

Pour l'oxydation d'1 g d'azote ammoniacal, il est nécessaire d'apporter 4,2 g d'oxygène.

Donnée par : $DO_{Nit} = 4,2 \times N_{nit}$

Avec :

- DO_{nit} : La demande journalière en oxygène correspondant à la nitrification en ($Kg O_2/j$) ;

- N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j).

➤ Les besoins à l'auto-oxydation des boues (respiration endogène) :

$$DO_{endog} = 0,07 \times X_t$$

Avec :

- DO_{endog} : La demande journalière en oxygène pour la respiration endogène des boues en (Kg O₂/j) ;
- X_t : Masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg).

➤ La restitution d'oxygène par dénitrification :

La dénitrification donnant lieu à une oxydation de matière organique peut être considérée comme équivalente à une rétrocession de 2,85 g d'oxygène par 1g d'azote nitrique dénitrifié. L'apport journalier d'oxygène rétrocedé par la dénitrification s'écrit :

$$AO_{dénit} = 2,85 \times N_{dénit}$$

Avec :

- $AO_{dénit}$: L'apport journalier d'oxygène rétrocedé par la dénitrification en (Kg O₂/j) ;
- $N_{dénit}$: La masse d'azote journalière à dénitrifier en (Kg/j).

Donc, les besoins journaliers en oxygène peuvent exprimer par la relation suivante :

$$q_{o_2} = DO_{MO} + DO_{Nit} + DO_{endog} - AO_{dénit}$$

Avec:

- q_{o_2} : Les besoins journaliers en oxygène en (Kg O₂/j).

2)- Les besoins horaires en oxygène ($q_{o_2/h}$) :

$$q_{o_2/h} = q_{o_2} / 24$$

3)- Les besoins de pointe en oxygène ($q_{o_2,p}$) :

Le débit d'oxygène nécessaire à la pointe est calculé pour le temps le plus chargé pour la station d'épuration qui est considéré à 16h de la journée. [3]

$$q_{o_2,p} = q_{o_2}/16$$

4)-Les besoins horaires en oxygène pour la nitrification ($q_{o_2/h,nit}$) :

$$q_{o_2/h,nit} = q_{o_2} / \text{Durée O}_2 \text{ mini}$$

V. 2. 4. 6 Les caractéristiques de l'aérateur

Plusieurs systèmes d'aération existent au niveau du marché. Pour notre projet en fait le choix des aérateurs de surface qui présentent des avantages, telles que :

- Jouent un double rôle, l'aération et le brassage au même temps ;
- Faible Coût d'investissement ;

- La facilité d'exploitation et de maintenance ;
- Bonne efficacité de transfert d'oxygène.

1)- capacité totale d'oxygène transféré (N_0) :

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK :

$$N_0 = (1,98 \times 10^{-3} \times P_a) + 1$$

Avec :

- P_a : Puissance par m^2 du bassin tel que $P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$; On prend $P_a = 75 \text{ w/m}^2$;
- N_0 : capacité totale d'oxygène transféré par unité de puissance dans les conditions standards ;
 $N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 75 + 1 \Rightarrow N_0 = 1,15 \text{ kg O}_2 / \text{kWh}$

2)- quantité d'oxygène par unité de puissance (N) :

$$N = N_0 \times \left(\frac{(S \times C_s) - C_L}{C_s} \right) \times r \times E^{(T-20^\circ)}$$

Avec :

- C_L : Concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à $t=25^\circ\text{C}$, $C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l}$. On prend $C_L = 1,5 \text{ mg/l}$;
- C_s : Concentration de saturation en oxygène à la surface à 20°C . $C_s = 9,2 \text{ mg/l}$ pour les aérateurs de surface ;
- r : Coefficient relatif à la présence de produits tensio-actifs

$$S = \frac{C_s (\text{eau usée})}{C_s (\text{eau épurée})} \quad s : \text{est de l'ordre de } 0,95$$

- E : Facteur de correction qui relie le transfert d'oxygène à la surface de l'eau usée,

$$0,8 \quad 0,95 \quad \text{On prend } = 0,8$$

- E : coefficient de température, $E = 1,02$

$$\text{Donc : } N = 1,15 \times \left(\frac{(0,95 \times 9,2) - 1,5}{9,2} \right) \times 0,8 \times (1,02)^{25-20} \Rightarrow N = 0,8 \text{ Kg O}_2 / \text{kwh}$$

3)- La puissance d'aération nécessaire ($P_{a.n}$) :

Cette puissance est donnée par :

$$P_{a.n} = \frac{q_{o2,p}}{N}$$

Avec :

- $P_{a.n}$: Puissance d'aération nécessaire en (KW) ;
- $q_{o2,p}$: besoins de pointe en oxygène en (Kg O_2 /h) ;
- N : quantité d'oxygène par unité de puissance en (Kg O_2 /KWh).

4)- La puissance de brassage (P_b) :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$P_b = P_a \times S_h$$

Avec :

- P_b : Puissance de brassage en (Kw) ;
- P_a : Puissance par m^2 du bassin tel que $P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$; On prend $P_a = 75 \text{ w/m}^2$;
- S_h : Surface horizontale du bassin (m^2).

5)- nombre d'aérateurs dans un bassin (N) :

Le brassage et l'aération seront assurés par un nombre d'aérateur (N) de surface à axe vertical déterminé par la formule suivante :

$$N = \frac{P_{a.n}}{P_b}$$

V. 2. 4. 7 Dimensionnement du clarificateur

Le clarificateur est l'ouvrage fondamental qui assure la séparation gravitaire de la boue et de l'eau épurée rejetée dans le milieu récepteur.

Le dimensionnement du clarificateur est identique à celui de la première variante (variante à faible charge en bassin unique).

Remarque :

Pour le dimensionnement de la phase d'extension (horizon 2040), on a travaillé par la différence entre les débits et les charges estimées entre celles de 2040 et 2025, comme il est expliqué pour la première variante.

1)- Pour les débits : $Q_{\text{dim2040}} = Q_{(2040)} - Q_{(2025)}$

Avec :

- Q_{dim2040} : Débit considéré pour le dimensionnement de la phase d'extension ;
- $Q_{(2040)}$: Débit considéré pour 2040 ;
- $Q_{(2025)}$: Débit considéré pour 2025.

2)- Pour la charge en DBO_5 : $L_{0(\text{dim2040})} = L_{0(2040)} - L_{0(2025)}$

Avec :

- $L_{0(\text{dim2040})}$: La charge en DBO_5 à l'entrée de bassin d'aération pour le dimensionnement de la phase d'extension ;
- $L_{0(2040)}$: la charge en DBO_5 à l'entrée de bassin d'aération pour 2040 ;
- $L_{0(2025)}$: la charge en DBO_5 à l'entrée de bassin d'aération pour 2025.

C'est le même raisonnement pour la charge en azote.

Tous les résultats de calculs pour cette variante sont résumés dans le tableau V.7 pour les deux horizons (2025 et 2040).

Tableau V.7 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040).

Désignation	Unité	Horizons	
		2025	2040 (Phase d'extension)
Données de base			
Débit moyen journalier ($Q_{m,j}$)	m^3/j	8695,87	2759,48
Débit moyen horaire ($Q_{m,h}$)	m^3/h	362,33	114,98
Débit de pointe (Q_p)	m^3/h	633,78	185,80
Charge polluante à l'entrée (L_0)	Kg DBO ₅ /j	2696,85	855,80
La charge polluante à la sortie (L_f)	Kg DBO ₅ /j	260,88	82,78
La charge polluante éliminée (L_c)	Kg DBO ₅ /j	2435,97	773,02
Quantité des MES à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	2628,91	834,23
Quantité des MVS à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	2329,42	739,19
La charge polluante en DCO (C_{DCO})	Kg/j	5132,56	1628,73
Volume d'un bassin d'aération de la première variante (V_1)	m^3	3371	2140
Le rendement de l'épuration (ϵ_p)	%	90	90
Dimensions du bassin d'anoxie			
Nombre de bassins	/	2	1
Volume d'un bassin d'anoxie (V_{ba})	m^3	634	372
Hauteur du bassin d'anoxie (H_{ba})	m	4	4
Hauteur du bassin avec la revanche (H_{ba+h})	m	4,8	4,8
Surface horizontale du bassin d'anoxie ($S_{h,ba}$)	m^2	158	93
Longueur du bassin d'anoxie (L_{ba})	m	16	16
Largeur du bassin d'anoxie (B_{ba})	m	10	6
Dimensions du bassin d'aération			
Nombre de bassins	/	2	1
Volume d'un bassin d'aération (V)	m^3	2737	1768
Hauteur du bassin d'aération (H)	m	4	4
Hauteur du bassin avec la revanche ($H+h$)	m	4,8	4,8
Surface horizontale du bassin d'aération (S_h)	m^2	684	442
Largeur du bassin d'aération (B)	m	16	16
Longueur du bassin d'aération (L)	m	43	28
La masse totale des boues dans un bassin (X_t)	Kg/j	11236,9	7131,7
La concentration de boues dans un bassin (X_a)	Kg/ m^3	4,11	4,03
Le temps de séjour dans un bassin d'aération			
• Pour le débit moyen horaire	h	15,1	15,4
• Pour le débit de pointe		8,6	9,5
Bilan des boues			
la quantité des boues en excès (X)	Kg/j	1115,00	353,80
La concentration des boues en excès (X_m)	g/l	9,60	9,60
Le débit de boues en excès ($Q_{b,excès}$)	m^3/j	116,15	36,86
Le débit spécifique par m^3 de bassin (q_{sp})	Kg/ $m^3 \cdot j$	0,20	0,20

Tableau V.7 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040). (Suite)

Désignation	Unité	Horizons	
		2025	2040 (Phase d'extension)
Le taux de recyclage des boues (R)	%	75	72
Le débit des boues recyclées (Q_r)	m^3/j	6496,78	1998,96
Age des boues (A_b)	j	20	20
Bilan de l'azote			
La masse d'azote kjeldahl dans l'effluent ($NK_{entrée}$)	Kg/j	869,59	275,94
La masse d'azote journalière à nitrifier (N_{nit})	Kg/j	704,31	223,49
La vitesse de nitrification dans le bassin d'aération ($V_{nit.}$)	mg N/l,h	17,08	16,78
La vitesse de dénitrification	mg N-NO ₃ /g MVS.h		
<ul style="list-style-type: none"> • La vitesse de dénitrification dans la zone ou bassin d'anoxie ($V_{dénit.ZA.T}$) • La vitesse de dénitrification dans le bassin d'aération ($V_{dénit.BA}$) 		2,59	2,59
		1,50	1,50
La durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification :	h/j	7,5	7,5
La durée journalière cumulée d'anoxie nécessaire à la dénitrification dans le bassin d'aération (t_{anox})	h/j	14,0	14,0
La masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération (NO_3_{BA})	Kg/j	30,73	9,93
La masse d'azote dénitrifiée dans la zone d'anoxie (NO_3_{ZA})	Kg/j	520,47	164,87
La masse d'azote nitrique rejetée ($N-NO_3_{rejet}$)	Kg/j	43,48	13,80
La masse totale d'azote nitrique formée (NO_3_{nit})	Kg/j	594,67	188,59
Le rendement d'élimination de l'azote ($\epsilon_{lim.N}$)	%	68	68
Les besoins en oxygène			
Les besoins journaliers en oxygène (q_{o2})	Kg O ₂ /j	4231,3	1342,7
Les besoins horaires en oxygène ($q_{o2/h}$)	Kg O ₂ /h	176,3	55,9
Les besoins de pointe en oxygène ($q_{o2.p}$)	Kg O ₂ /h	264,5	83,9
Les besoins horaires en oxygène pour la nitrification ($q_{o2/h.nit}$)	Kg O ₂ /h	561,8	178,3
Les caractéristiques de l'aérateur			
La puissance d'aération nécessaire ($P_{a.n}$)	KW	330,63	104,88
La puissance de brassage (P_b)	KW	102,65	33,16
nombre d'aérateurs dans un bassin (N)	/	3	3

Tableau V.7 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040). (Suite)

Désignation	Unité	Horizons	
		2025	2040 (Phase d'extension)
Dimensions du clarificateur			
Nombre de clarificateur	/	1	1
La surface horizontale du clarificateur (Sh)	m ²	528	155
Hauteur du clarificateur (H)	m	3	3
Le volume du clarificateur (V)	m ³	1584	465
Le diamètre du clarificateur (D)	m	26	14
Le temps de séjour dans le clarificateur			
• Pour le débit de pointe	h	2,5	2,5
• Pour le débit moyen horaire		4,4	4,0

V.3 Le traitement tertiaire (ou la désinfection)

La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes pathogènes, bactéries, virus et parasites ainsi que la majorité des germes banals moins résistants.

En outre c'est une post-oxydation, elle est assurée par des oxydants chimiques tels que le chlore Cl₂, le dioxyde de chlore ClO₂, l'ozone O₃ et dans certain nombre de cas, par un procédé physique comme le rayonnement UV. [3]

Pour des raisons économiques et de disponibilité, on réalise ce traitement par l'hypochlorite de sodium (NaOCl) aussi appelé eau de Javel.

Remarque :

Le traitement tertiaire est le même pour les deux variantes, à faible charge en bassin unique et avec bassin d'anoxie en tête.

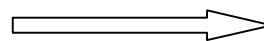
* Horizon 2025

V.3.1 La dose du chlore à injecter journallement (D_j)

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.

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

$$D_j = Q_{m,j} \times [Cl_2] = 8695,87 \times 0,01 = 86,95 \text{ Kg/j}$$



D_j = 86,95 Kg/j

V.3.2 La quantité d'hypochlorite de sodium pouvant remplacer la quantité du chlore (M_{NaOCl})

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

$$\left. \begin{array}{l} 1^\circ \text{ de chlorométrie} \quad 3,17 \text{ g de Cl}_2 / 1 \text{ de NaOCl} \\ 20^\circ \text{ de chlorométrie} \quad M_{\text{NaOCl}} \end{array} \right\} M_{\text{NaOCl}} = (3,17 \times 20) / 1 = 63,4 \text{ g de Cl}_2 / 1 \text{ de NaOCl}$$

$$M_{\text{NaOCl}} = 63,4 \text{ g de Cl}_2 / 1 \text{ de NaOCl}$$

V. 3.3 La quantité journalière d'hypochlorite de sodium (Qj_{NaOCl})

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ m}^3 \text{ de NaOCl} \quad 63,4 \text{ Kg de Cl}_2 \\ Q_{j \text{ NaOCl}} \quad 86,95 \text{ Kg} \end{array} \right\} Q_{j \text{ NaOCl}} = 86,95 / 63,4 = 1,37 \text{ m}^3 \text{ NaOCl/j}$$

$$Q_{j \text{ NaOCl}} = 1,37 \text{ m}^3 \text{ NaOCl/j}$$

V. 3.4 La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium (Qa_{NaOCl})

$$Q_{a \text{ NaOCl}} = Q_{j \text{ NaOCl}} \times 365 = 685,8 \text{ m}^3 \text{ NaOCl/an}$$

$$Q_{a \text{ NaClO}} = 685,8 \text{ m}^3 \text{ NaOCl/an}$$

V. 3.5 Dimensions du bassin de désinfection

On a :

- ✓ Q_p = 633,78 m³/h (débit de pointe).
- ✓ T_c = 30 mn (temps de contact).

Le bassin est de forme rectangulaire.

- **Le volume du bassin (V) :**

$$V = (Q_p \times T_c) / 60 = (633,78 \times 30) / 60 = 316,89 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 316,89 \text{ m}^3$$

- **La hauteur du bassin :**

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

- **La surface horizontale (S_h) :**

$$S_h = V / H = 316,89 / 4 = 79,22 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_h = 79,22 \text{ m}^2$$

- **La largeur et la longueur :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{On prend } L = 2.B \\ \text{Donc, on aura : } B = \sqrt{S_h / 2} = \sqrt{79,22 / 2} = 6,3 \text{ m} \\ \text{Alors : } L = 2 \times 6,3 = 12,6 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} B = 6,3 \text{ m} \\ L = 12,6 \text{ m} \end{array}$$

Avec :

- ✓ B : Largeur du bassin de désinfection ;
- ✓ L : Longueur de bassin de désinfection.

* **Horizon 2040 (Phase d'extension)**

On dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits entre les deux horizons à savoir :

➤ **Le débit moyen journalier**

$$Q_{m,j} = Q_{m,j(2040)} - Q_{m,j(2025)} = 11455,34 - 8695,87 = \mathbf{2759,48 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ **Le débit de la station (débit de pointe)**

$$Q_p = Q_{p(2040)} - Q_{p(2025)} = 819,58 - 633,78 = \mathbf{185,5 \text{ m}^3/\text{h}}$$

La forme du bassin reste la même pour les deux horizons (2025 et 2040). Les résultats de dimensionnement pour ces deux horizons sont reportés dans le tableau V.8.

Tableau V.8: Dimensions du bassin de désinfection.

Désignation	Unité	Horizon	
		2025	2040 (Phase d'extension)
Données de base			
Débit moyen journalier ($Q_{m,j}$)	m^3/j	8695,87	2759,48
Débit de pointe par temps sec (Q_p)	m^3/h	633,78	185,5
Caractéristiques du bassin			
La dose du chlore à injecter journallement (D_j)	Kg/j	86,96	27,59
La quantité journalière d'hypochlorite de sodium (Q_j_{NaClO})	$\text{m}^3 \text{NaClO}/\text{j}$	1,37	0,44
La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium (Q_a_{NaClO})	$\text{m}^3 \text{NaClO}/\text{an}$	500,63	158,87
Volume du bassin (V)	m^3	316,89	92,75
Hauteur du bassin (H)	m	4	4
La surface horizontale (S_h)	m^2	79,22	23,19
Largeur du bassin (B)	m	6,3	3,4
Longueur du bassin (L)	m	12,6	6,8

V.4 Le traitement des boues

La station d'épuration produit en permanence des boues dont l'excès doit être évacuée à intervalles réguliers pour garantir un bon fonctionnement du système.

En effet, l'extraction permet de maintenir une quantité de MES nécessaire et suffisante afin d'obtenir une qualité d'épuration optimale.

Ces boues, principalement constituées d'eau (> 97 %, le plus souvent) représentent des volumes importants que la filière de traitement des boues va s'attacher à réduire autant que faire se peut, afin d'abaisser les coûts d'évacuation de ces sous-produits de l'épuration.

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 mécanique (filtre à bandes).

Remarque :

Le traitement des boues est le même pour les deux variantes, à faible charge en bassin unique et avec bassin d'anoxie en tête.

* **Horizon 2025**

V. 4. 1 L'épaississeur

L'épaississement est la première étape pour réduire le volume de boues et en augmenter la concentration pour permettre la déshydratation. [3]

Vu l'absence du décanteur primaire dans la variante à faible charge, l'épaississeur reçoit les boues secondaires uniquement

1)- Les boues issues du décanteur secondaire (DX_s) :

Les boues secondaires représentent les boues en excès : DX_s = 1115 Kg/j.

-La concentration des Boues en excès : X_m = 9,6 g/l.

2)- Le débit arrivant du décanteur secondaire (Q_{b excès}) :

$$Q_{b \text{ excès}} = DX_s / S_2 = 1115 / 9,6 = 116,15 \text{ m}^3/\text{j}$$

3)- Le volume de l'épaississeur (V) :

$$V = Q_{b \text{ excès}} \times T_s = 116,15 \times 2 = 232,3 \text{ m}^3$$

Avec : T_s : temps de séjours = 2jours

4)- La surface horizontale (S_h) :

Pour une profondeur de H = 4m. La surface est :

$$S_h = V / H = 232,3 / 4 = 58,08 \text{ m}^2$$

5)- Le diamètre (D) :

Notre épaississeur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S_h}{f}} = \sqrt{\frac{4 \times 58,08}{3,14}} = 8,6 \text{ m}$$

V. 4. 2 Le filtre à bandes

Il s'agit d'une déshydratation progressive qui s'effectue en trois étapes sur des boues épaissies :

- 1- Dans le premier temps, on assiste au simple égouttage de l'eau interstitielle libérée par la floculation ;
- 2- Puis, la rencontre avec la toile supérieure provoque un essorage, ce qui rend le gâteau filtrant compact ;
- 3- Enfin, le pressage ultime jusqu'à une pression de 10 bars, permet d'extraire le maximum d'eau libre et liée. Des lames décollent le gâteau de boue.

Ces filtres à bandes travaillent de 4 à 6 heures par jour, et les boues déshydratées atteintes une siccité de 18 à 22%. [4]

1)- Largeur de la bande (L) :

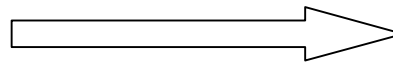
Elle se donne par la formule suivante :

$$L = \frac{\text{boues produite par semaine}}{\text{nombre jours} \times \text{temps fonctionnement} \times \text{débit massique}} \quad [4]$$

Avec :

- Le temps de fonctionnement est de 6 h/j et 5 jours par semaine ;
- Le débit massique situe entre 15 et 100 Kg de MS/m de bande.h. (on prend 100 Kg de MS/m de bande.h)

D'où : $L = (1115 \times 7) / (5 \times 6 \times 100) = 2,6 \text{ m}$



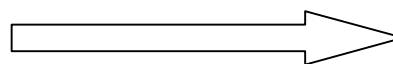
$L = 2,6 \text{ m}$

2)- Le volume de boues déshydratées (V_{bd}) :

$$V_{bd} = \frac{\text{Boues produites par semaine}}{5 \times \text{siccité}} \quad [4]$$

On prend pour notre cas une siccité de 18%, soit 180 g MS/l.

D'où : $V_{bd} = (1115 \times 7) / (5 \times 180) = 8,67 \text{ m}^3/\text{j}$



$V_{bd} = 8,67 \text{ m}^3/\text{j}$

* Horizon 2040

Le dimensionnement de l'épaississeur et de filtre à bandes pour l'horizon 2040 est basé sur le même principe que pour 2025. Les résultats de dimensionnement pour les deux horizons sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau V.9: Dimensionnement de l'épaississeur et de filtre à bandes (2025 et 2040).

Désignations	unité	Horizons	
		2025	2040 (Phase d'extension)
Dimensions de l'épaississeur			
Les boues issues du décanteur secondaire (DX_s)	Kg/j	1115	353,8
Le débit arrivant du décanteur secondaire ($Q_{b \text{ excès}}$)	m^3/j	116,15	36,86
Le volume de l'épaississeur (V)	m^3	232,3	73,72
La hauteur (H)	m	4	4
La surface horizontale (S_h)	m^2	58,08	18,43
Le diamètre (D)	m	8,6	4,8
Dimensions de filtre à bandes			
Le temps de fonctionnement par jour	h/j	6	6
Nombre de jour de fonctionnement	j/semaine	5	5
Largeur de la bande (L)	m	2,6	0,8
Le volume de boues déshydratées (V_{bd})	m^3/j	8,67	2,75

Conclusion

On a dimensionné dans ce chapitre tous les ouvrages existant dans notre filière de traitement, à savoir de prétraitement au traitement des boues.

Et pour ces deux variantes traitées dans cette partie de notre mémoire, à savoir celle à faible charge en bassin unique et celle en bassin d'anoxie en tête. Le choix de cette dernière reste le meilleur pour traiter notre effluent issu de la région d'étude.

Car la variante à faible charge avec bassin d'anoxie en tête représente un rendement d'élimination de l'azote plus important par rapport à la première.

Et à cet effet, il reste une étude technico-économique qui est en d'hors de notre travail pour le choix finale, car les coûts d'exploitation reste à réalisés pour estimer entre les objectifs à atteindre et le coût à investir.



Chapitre VI
Calcul hydraulique de la Step

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, conduites de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi que les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

Le réseau d'assainissement de notre région d'étude étant de type séparatif, le dimensionnement d'un déversoir d'orage ne sera pas nécessaire.

Remarque :

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau pour nos conduites qui présentent dans notre station, car il présente de bonnes caractéristiques hydrauliques (du point de vue dureté, étanchéité, résistance à la corrosion et faible rugosité).

VI. 1 Dimensionnement de la conduite By-pass

Pour des raisons économiques le dimensionnement de cette conduite sera basé sur le débit de pointe de l'horizon 2040.

Donc cette conduite est appelée à véhiculer ce débit qui est de $0,228 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de $0,1\%$ et elle devrait intervenir lors d'un danger sur la station.

$$Q_v = Q_p = 0,228 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0,1\%$$

D'après l'abaque de Bazin (Annexe 01 et 02) et selon le type de matériau choisie, on trouve un diamètre normalisé :

$$\mathbf{De = 315 \text{ mm}} \quad (\text{Diamètre de la conduit}).$$

$$Q_{ps} = 0,3 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{débit à pleine section}).$$

$$V_{ps} = 3,9 \text{ m/s} \quad (\text{vitesse à pleine section}).$$

Avec les paramètres hydrauliques :

$$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 0.76 \quad (\text{rapport des débits}).$$

$$r_H = H/De = 0.65 \Rightarrow H = 0.65 \times 315 = 205 \text{ mm} \quad (\text{hauteur de remplissage}).$$

VI. 2 Dimensionnement de la conduite d'amenée

Même principe fixé sur la conduite de by-pass est fixé pour la conduite d'amenée, toujours pour des raisons économique, c-à-d le débit reste toujours celui de l'horizon 2040. Ainsi en garde la même pente qui est de $0,1\%$.

Donc les dimensions seront les mêmes que celui de la conduite de By-pass ($De = 300\text{mm}$).

VI. 3 Dimensionnement de poste de relevage

Le poste de relevage permet de relever les eaux arrivant à la station d'épuration du point bas vers un point haut pour créer une pente, dont le but d'assurer un écoulement gravitaire dans tous les ouvrages de la station.

VI. 3. 1 Dimensionnement du puisard :

Pour le dimensionnement du la bêche d'aspiration ou du puisard, on utilise le débit de pointe en temps sec de l'horizon 2040 pour des raisons économiques.

Donc le volume du puisard est donné par la formule suivante:

$$V = Q_p / (4 \times f \times n) \dots \dots \dots \text{VI.1} \quad [5]$$

Avec :

- V : le volume de la bache d'aspiration ou du puisard en (m³) ;
- Q_p : Le débit de pointe par temps sec en (m³/h) ;
- f : nombre de démarrages ou d'enclenchement à l'heure, on prend f = 4 ;
- n : Nombre de pompes en fonctionnement simultané, on travaille avec deux pompes.

$$V = (0,228 \times 3600) / (4 \times 4 \times 2) = 25,7 \quad \quad \quad V = 25,7 \text{m}^3$$

On prend la hauteur : H=3m

$$S = V/h = 25,7/3 = 8,57 \quad \quad \quad S = 8,57 \text{ m}^2$$

La longueur est de : L = 2B

$$\text{La largeur : } B = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{8,57}{2}} = 2,1 \quad \quad \quad B = 2,1 \text{ m}$$

$$L = 2 \times 2,1 = 4,2 \quad \quad \quad L = 4,2 \text{m}$$

Tableau VI.1 : Dimensions du puisard.

Désignation	Volume (V)	Hauteur (H)	Surface (S)	Largeur (B)	Longueur (L)
Unités	m ³	m	m ²	m	m
Valeurs	25,7	3	8,57	2,1	4,2

VI. 3. 2 Diamètre de la conduite de refoulement :

Pour le calcul du diamètre de la conduite de refoulement vers l'ouvrage d'entrée qui est le dégrilleur, on utilise la formule de Bonin :

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

On travaille avec le débit de l'horizon 2025, qui est le : Q_p = 0,176 m³/s

$$D_{eco} = \sqrt{0,176} = 0,419$$

Donc le diamètre normalisé est **D = 450mm**

$$\text{La vitesse d'écoulement est : } V = 4.Q / \pi . D^2 \quad \quad \quad V = 1,11 \text{ m/s}$$

VI. 3. 3 Hauteur manométrique de la pompe :

$$\text{HMT} = H_g + H + P_{exh} \dots \dots \dots \text{VI.2}$$

Avec :

- HMT : Hauteur manométrique totale en (m);
- H_g : Hauteur géométrique entre les deux niveaux d'aspiration et refoulement en (m);
- H : les pertes de charges totale, tel que : H = h_{lin} + h_{sing}
 - { h_{lin}: pertes de charge linéaire
 - h_{sing}: pertes de charge singulière ; Avec : h_{sing} = 0,05 h_{lin}
- P_{exh} : pression à l'exhaure P_{exh} = (1:1,5) m, on prend P_{exh} = 1m

➤ **La hauteur géométrique**

$$H_g = h_2 - h_1 \dots\dots\dots VI.3$$

$$H_g = 6,9 - (-1) = 7,9 \qquad \qquad \qquad \mathbf{H_g = 7,9m}$$

➤ **Les pertes de charge totale**

$$H = h_{lin} + h_{sing}$$

On a: $h_{sing} = 0,05$ h_{lin}

Donc : $H = 1,05$ $h_{lin} \dots\dots\dots VI.4$

L'expression de perte de charge linéaire est donnée par DARCY WEISBACH :

$$\Sigma \Delta h_{lin} = \frac{K \times L \times Q^5}{D^m} \dots\dots\dots VI.5$$

Avec :

- K : coefficient de perte de charge, pour le PEHD (K=0,0001051) ;
- Q : débit pompé, qui est de 0,176 m³/s ;
- L : longueur de la conduite qui est de 8m ;
- D : diamètre de la conduite 450 mm ;
- β : coefficient dépendant du régime d'écoulement, β = 1,77 pour le régime turbulent rugueux ;
- m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite, pour le PEHD (m=4,774).

Donc :

$$\Delta H = 1,05 \times \frac{0,0001051 \times 8 \times 0,176^{1,77}}{0,450^{4,774}} = 0,002 \qquad \qquad \qquad \mathbf{H = 0,002m}$$

$$H = 7,9 + 0,002 + 1 = 8,9 \qquad \qquad \qquad \mathbf{H = 8,9m}$$

VI. 3. 4 Choix de la pompe :

D'après les critères à respecter dans le choix des pompes qui sont :

- Nombre minimal de pompes
- Rendement plus important.
- NPSH requis minimale.
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par min plus important

Et d'après la HMT et le débit demandés, et avec l'aide de logiciel KSB, on a opté pour deux pompes en parallèles plus une pour le secours.

➤ **Caractéristiques de la pompe choisie :**

- Type de pompes : **Amarex KRT K 150-315/114XC1-S**
- Type de construction : **Pompe submersible**
- Débit unitaire : **317 m³/h**
- Hauteur manométrique totale : **8,91m**
- Puissance absorbée : **10,6 KW**
- Rendement : **72,2%**
- Nombre d'étage : **1**

Tubulure d’aspiration et de refoulement : **DN150**

VI. 4 Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d’eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d’implantation des ouvrages sont résumées dans le tableau ci –dessous :

Tableau VI.2: Côtés terrain naturel d’implantation des différents ouvrages

Ouvrages	CTN (m)
Dégrilleur	2,9
Dégraisseur-déssableur	2,85
Bassin d’anoxie	3
Bassin d’aération	3
Clarificateur	3
Bassin de désinfection	2,9

VI. 5. 1 Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Le matériau choisi pour les conduites reliant les ouvrages est le PEHD

➤ **Calcul des côtes piézométriques et de radier dans les différents ouvrages :**

Pour le calcul des côtes piézométriques, on a l’expression suivante :

$$C_{pi} = C_{ri} + H_i \dots\dots\dots VI.6$$

Avec :

- C_{pi} : côte piézométrique de l’ouvrage i ;
- C_{ri} : côte de radier de l’ouvrage i ;
- H_i : hauteur de l’eau dans l’ouvrage i.

➤ **Calcul des pertes de charge dans les conduites :**

Les pertes de charge dans les conduites reliant les ouvrages seront calculés par la formule suivante :

$$\Delta H = Cp_{(i+1)} - Cp_{(i)}$$

Remarque :

On néglige les pertes de charge singulière , donc on travaille seulement avec les pertes de charge léniaire, pour des causses

➤ **Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages :**

Dans les calculs on utilisera la loi de DARCY :

$$\Delta H = \frac{K.L.Q^s}{D^m} \Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{K.L.Q^s}{\Delta H}}$$

Avec : $K=0,001051$, $m=4,774$ et $\lambda=1,77$

On résume les calculs dans le tableau (VI.3).

Tableau VI.3: Les différentes cotes des ouvrages de la STEP et le diamètre des conduites.

Désignation	Cote terrain naturel (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)	Longueur de la conduite (m)	Perte de charge (m)	Diamètre de la conduite (mm)
Dégraisseur	2,9	6,3	0,6	6,9	1,5	0,5	110
Dégraisseur-déssableur	2,85	2,2	4,2	6,4			
Bassin d'anoxie	3	2	4	6	2	0,5	180
Bassin d'aération	3	1,5	4	5,5			
Clarificateur	3	2	3	5	21	0,5	180
					6	0,5	140
Bassin de désinfection	2,9	0,5	4	4,5			

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les différents diamètres des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration ainsi que les côtes piézométriques et les côtes radier afin d'assurer le bon fonctionnement de la station d'un point de vue hydraulique.



Chapitre VII
***Gestion et exploitation de la
Step***

Introduction

Le maintien en parfaite état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent, avant tout, sur la qualité de l'exploitation qui est mise en œuvre, le procédé choisi qui est techniquement et économiquement acceptable, et enfin la présence d'une politique rationnelle de gestion.

Le manque ou l'absence de l'un de ces facteurs influe incontestablement sur le fonctionnement de l'installation.

VII. 1 Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- Mesure de débit
- Mesure de pH et de la température

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimum de bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Recherche des substances toxiques
- Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues
- Le temps d'aération
- Le débit de boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS/l

Si :

- [MVS] > 4g/l on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération
- [MVS] < 4g/l on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération
- Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs, filtres ou centrifugeuses...)

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif.

VII. 2 Contrôle de fonctionnement

- ✓ Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs....etc.
- ✓ Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.
- ✓ Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

- ✓ Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.
- ✓ Pour les équipements immergés, une vidange une fois par an des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Des contrôles périodiques sont nécessaires, pour le bon fonctionnement de la Step, qui sont régulièrement :

➤ **Contrôles journaliers :**

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de décantation et de turbidité.
- les odeurs.
- les couleurs des boues.
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire.

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

➤ **Contrôles périodiques :**

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VII. 3 Dispositifs d'entretien des ouvrages

1- Le dégrilleur

- Assurer une évacuation quotidienne des déchets, le nettoyage des parois par un jet d'eau et enlever les matières adhérentes putrescibles à l'aide d'un râteau ;
- Noter les quantités de refus journaliers ;
- Vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement ;
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

2- Le déssableur-dégraisseur

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté ;
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation ;

- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement ;
- Faire fonctionner 24h/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

3- Le bassin d'anoxie

- Assurer la vérification de rendement de l'ouvrage ;
- Vérifier le taux de recirculation de la liqueur mixte à partir de bassin d'aération vers le bassin d'anoxie ;
- Assure et contrôler le système de brassage dans le bassin d'anoxie.

4- Le bassin d'aération

- Contrôler quotidiennement et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnant convenablement ;
- Vérifier et entretenir les automates de démarrage et d'arrêt des aérateurs ;
- Noter les paramètres de fonctionnement tel que le débit et l'oxygène ;
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, indice de MOHLMAN et la concentration des boues dans le bassin.

5- Le clarificateur

- Maintenir le clarificateur en état de propreté ;
- Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation dans l'ouvrage ;
- Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes ;
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES) ;
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler et entretenir l'ouvrage.

6- La désinfection des eaux épurées

- Maintenir le poste en état de propreté ;
- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs ;
- Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration ;
- Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.

7- L'épaississeur

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté ;
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2 m ;
- Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies ;
- Relever les volumes des boues soutirées des épaississeurs ;
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

8- Le filtre à bande

- Maintenir le bon fonctionnement quotidienne ;
- Faire le lavage des bande régulièrement après toutes manipulation ;
- Graisser les cylindres tournant journallement ;
- Appliquer un bon nettoyage pour le milieu d'installation de la machine.

VI. 4 *Hygiène et sécurité*

Parmi les aspects importants à prendre en considération dans la gestion des stations d'épuration on trouve l'hygiène et sécurité du travail.

Parmi les mesures de sécurité et d'hygiène à considérer dans les stations d'épuration on peut citer :

- La circulation sur les passerelles d'accès aux aérateurs ne doit pas être entravée par des obstacles divers ;
- Des systèmes d'alarme sont à installer aux points sensibles;
- Assurer la ventilation des locaux fermés et prévoir des systèmes de ventilation des ouvrages susceptibles de provoquer des dégagements gazeux importants ;
- Les zones de circulation et de travail devront être munies de garde-corps conformément à la réglementation en vigueur ;
- Pour prévenir les risques de chutes, on utilisera des dispositifs appropriés (grilles, barraudage...);
- Des perches et des bouées doivent être judicieusement placées en bordure des bassins ;
- Toute intervention humaine dans un espace confiné fermé doit être précédée par un contrôle de l'atmosphère, la présence d'hydrogène sulfuré est particulièrement à redouter dans ce cas.

Conclusion

La gestion et l'exploitation d'une station d'épuration n'est pas chose facile et reposent essentiellement sur l'entretien des différents ouvrages, la propreté de la station en nettoyant régulièrement cette dernière permettant ainsi d'assurer sa pérennité, mais aussi sur la sécurité et l'hygiène au travail par la mise en place de dispositif de sécurité et veiller à leur respect.

Conclusion générale

Il ressort de cette étude que la ville de Sidi Ali Lebhar présente un climat méditerranéen avec des hivers humides et doux et des étés chauds, et avec une topographie plate et des faibles pentes.

En vue de cette étude, on constate qu'une installation d'une station d'épuration est nécessaire pour cette région, dont le but est de préserver l'environnement et la santé humaine. En outre, la réserve de la baie de Béjaïa revient sur l'économie de la wilaya.

Pour cette région qui ne présente aucune unité industrielle, et voir les analyses des eaux usées qui montrent que l'eau résiduaire de cette région est une eau usée urbaine. Juste une forte concentration qui s'y présente par l'azote. Et pour cette dernière cause, on a fait une étude pour deux variantes, à savoir celle à faible charge en bassin unique et celle à faible charge avec bassin d'anoxie en tête.

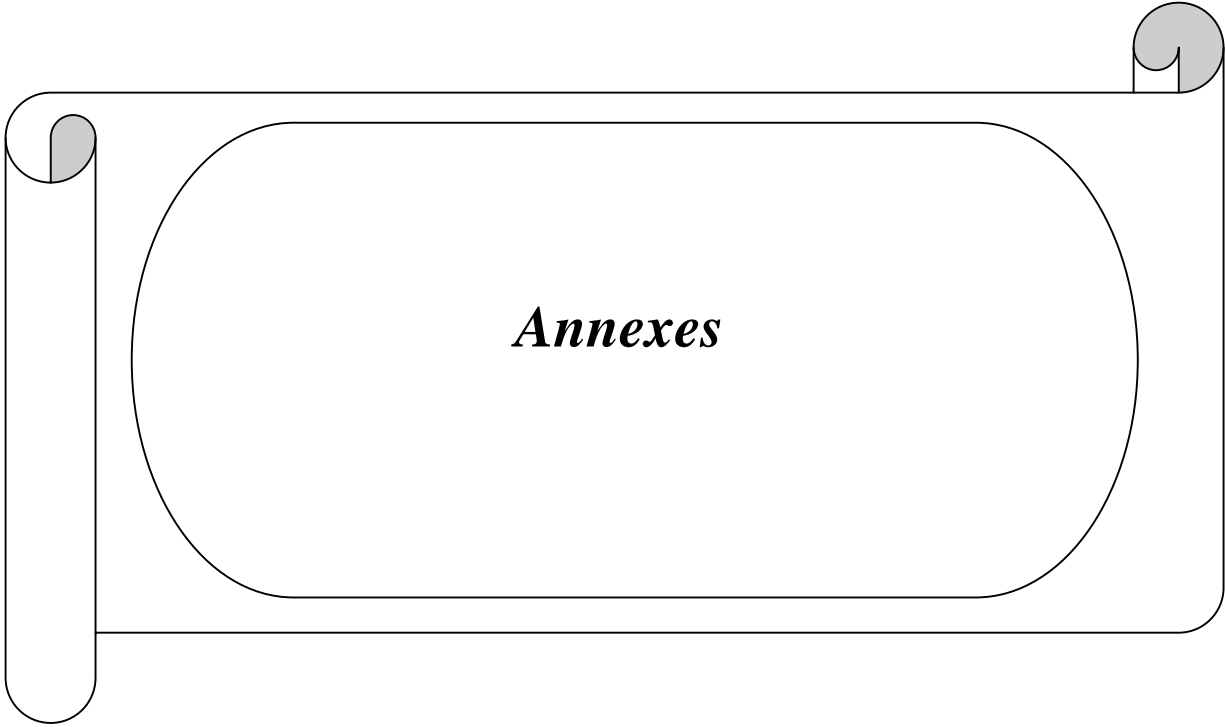
Pour notre projet, le choix du procédé d'épuration a porté sur les boues activées, car il demeure actuellement le plus utilisé, il nécessite des surfaces plus réduites et assure une meilleure qualité de l'effluent rejeté avec de bons rendements épuratoires.

On a choisi la variante à faible charge avec bassin d'anoxie en tête car c'est la variante qui donne un meilleur rendement épuratoire, avec celui d'élimination de l'azote est de 68%.

Pour le bon fonctionnement de la station, on a consacré le dernier chapitre de ce mémoire pour la gestion et l'exploitation afin d'éviter toute circonstance indésirable et comment veiller sur l'entretien des ouvrages présents dans la station.

Références bibliographiques

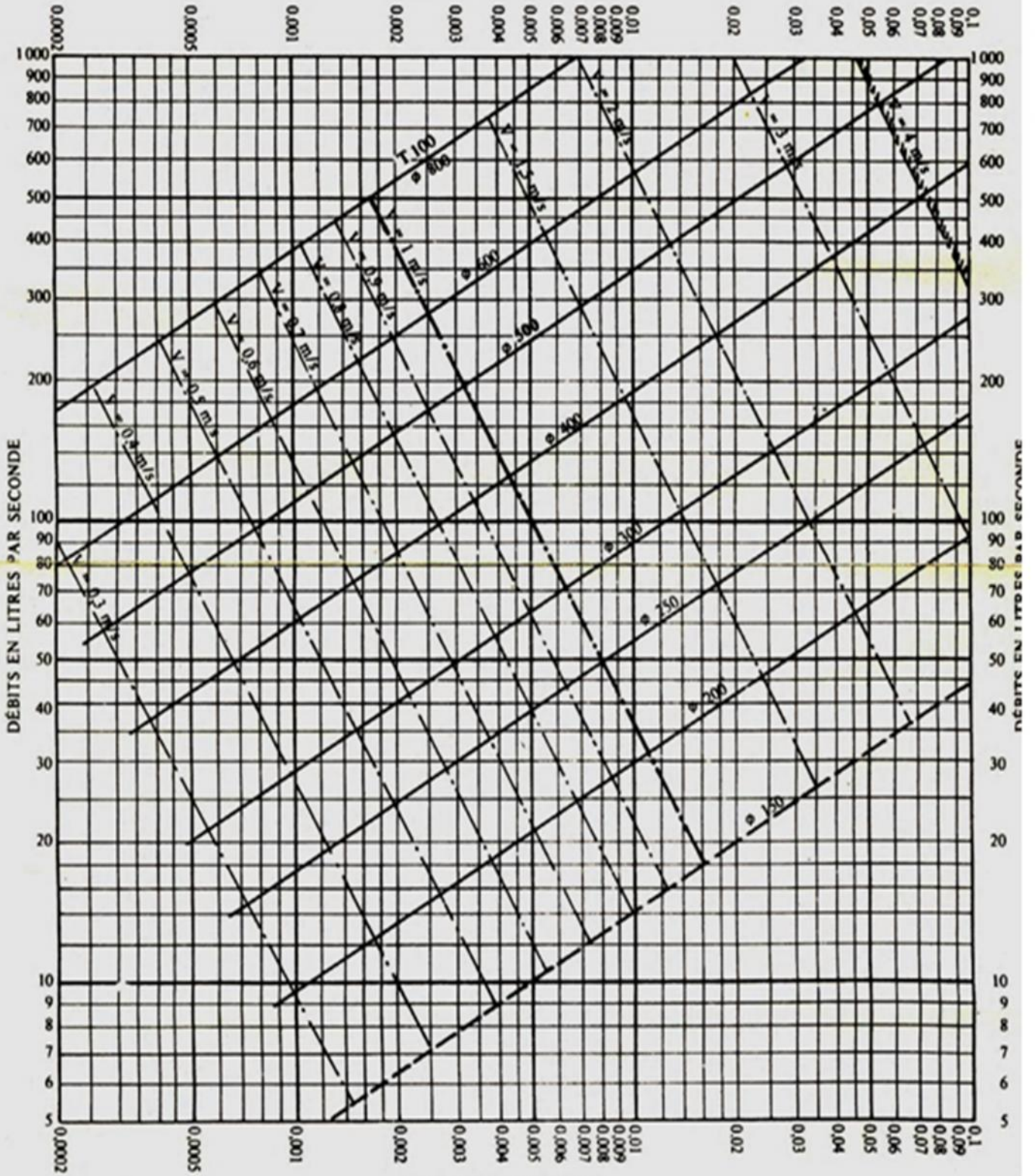
- [1] **Antoine-Géorges SADAWSKI** : Exemple de calcul d'une filière de traitement, A-G-S-ENGEES 15-04-2002.
- [2] **Antoine-Géorges SADAWSKI** : Méthode de calcul d'une filière de traitement ; ENGEES Mars 2002.
- [3] **CLAUDE Cardot** : Techniques appliquées au traitement de l'eau, Edition Ellipses Marketing S.A, 2001.
- [4] **CLAUDE Cardot** : Les traitements de l'eau ; Edition Ellipses Marketing S.A, 1999.
- [5] **Document technique FNDAE n° 25** : Traitement de l'azote dans les stations d'épuration biologique des petites collectivités, Edition Cemagref, 2001.
- [6] **HAMICHE Lydia (2012-2013)** : Conception d'une station d'épuration pour Béni Douala (w.Tizi-ouzou), mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH, Blida.
- [7] **Mackenzie L.Davis** : water and wastewater Engineering, Edition Wef press.
- [8] **M^{me}.TAFAT**: Cours 4^{ème} et 5^{ème} Année.
- [9] **OULD AMROUCHE Mahrez (2010-2011)** : Conception de la station d'épuration de la commune Oued Falli (w.tizi-ouzou), mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH, Blida.
- [10] **Office international de l'eau** :Conception /dimensionnement :le traitement par boues activées [en ligne] : DFE/CNFM/ :utilisat\JP\F07\DOCDPA~1\Traitement par boues activées RP F7.doc\05/04/2005.



Annexe 01

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF

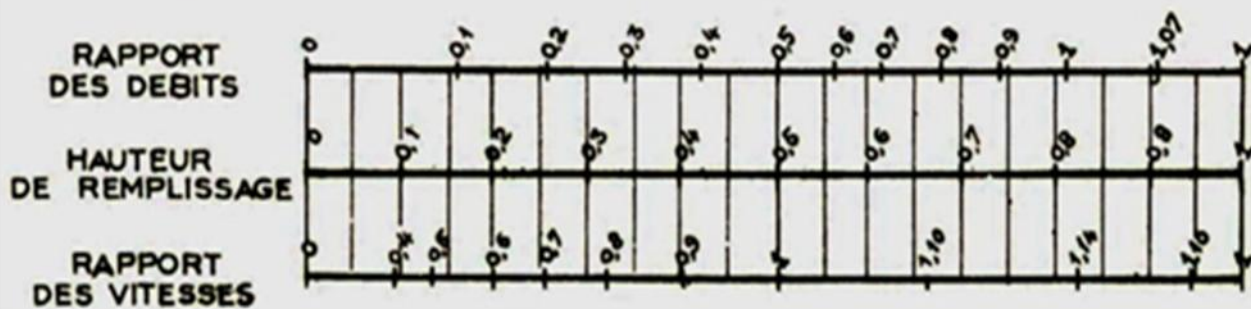
Pentes en mètres par mètre



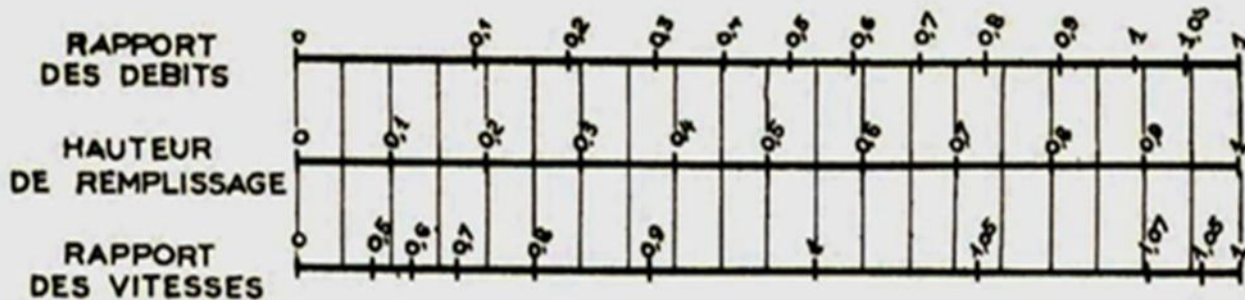
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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