



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Département Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE LA
COMMUNE DE TIZI GHENIFF (W.TIZI OUZOU).

Présenté par :

M^r : ABBAS Tahar

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^{me} : MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
M ^r : DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M ^r : HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M ^r : BOUNNAH Younes	M.A.B	Examineur
M ^{me} : HOULI Samia	M.A.A	Promotrice

Septembre 2016

Remerciements

Tout d'abord, je me porte modestement reconnaissant envers DIEU qui m'a guidé vers la voie du savoir. Il a illuminé mon chemin en m'armant avec de la passion, du courage et de la persévérance dans mon parcours d'études ;

Je remercie mes chers parents dont les mots ne peuvent combler les paroles pour exprimer ma gratitude et amour pour tous leurs soutient et présence ;

Je remercie aussi tous les membres de ma famille pour leurs précieuse aide durant mes études, mes chères sœurs et ma chère fiancé d'une façon spécial ;

Je remercie infiniment ma promotrice : Mme S.HOULI de m'avoir orienté avec ses conseils judicieux pour mener à merveille le présent travail ;

Je tiens à remercier :

Les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail ;

Tous les professeurs qui ont contribué à ma formation durant mon cycle d'études ;

Mes chers amis avec lesquels j'ai appris ce qu'est l'amitié et la fraternité ;

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'accomplissement de mon travail ;

Pour terminer, je remercie toute personne de l'ENSH et de la résidence universitaire 03, à qui j'ai une affection particulière.

Dédicace

A MA CHERE MERE, POUR M'AVOIR MIS AU MONDE, SON SACRIFICE ET SA PRESENCE LE LONG DE A VIE AVEC AUTANT D'AMOUR ET D'AFFECTION ;

A MON CHER PERE, QUI M'A GUIDE VERS LA DROITURE ET LE BON SENS ET M'A SOUTENU LE LONG DE MA VIE ;

A MES CHERES SŒURS MASSILIA, TINHINANE, MESSAD ET NASSIMA ;

A MON DEFUNT COUSIN, MON FRERE D'ENFANCE MOULOU ;

A MES GRANDS-MERES ET GRANDS- PERES ;

A MES ONCLES ET TANTES, COUSINS ET COUSINES ;

A MA FUTURE EPOUSE, MON AMOUR KAHINA ;

A TOUTE LA FAMILLE ABBAS SPECIALEMENT MES AMIS D'ENFANCE ;

A MES CHERS AMIS ET AMIES : HIM BODY, CICINHO, NASSIM, MILOUDA, SAID, AMMOUCHI, LOTFI, RIMPOU, PYP, GHILES, ADEL, MANSOUR, TAKFARINAS, ABDELLAH, ACHOUR, MOH BYLKA, HASSAN, KHOYA ALI, KHOYA MOH, KRIMOU, SOFIANE, MOUSSA, MOH L'AUTONOMIE, MASSI, FOUAD, RABAH, PICHICHI, CELIA, AMEL, YOUSRA, HASSINA ;

A TOUTE PERSONNE PROCHE DU CŒUR QUI SE RECONNAITRA A TRAVERS MES PAROLES.

.....
Si j'avais la terre comme papier et la mer pour encrier, je n'aurais jamais assez de mots pour vous exprimer ma gratitude, mon amour et ma bonne foi envers vous ...

TAHAR

ملخص:

إن حماية الموارد المائية و كذا البيئة و الصحة العامة، جعلت تصميم وحدة معالجة مياه بلدية تيزي غنيف بولاية تيزي وزو ضرورة حتمية خوفا من خطر التلوث الذي تواجهه المنطقة.

في هذه المذكرة، قمنا بإنشاء هذه المحطة باستعمال طريقة الاوحال النشطة، و هي مصممة للعمل علي مرحلتين:

- ✓ متوسطة المدى 2031 ذات قدرة معالجة 43071 نسمة.
- ✓ بعيدة المدى 2046 كتوسيع للمحطة لرفع قدرة الاستيعاب الى 57142 نسمة.

Résumé

Dans le but de la protection de l'environnement notamment la ressource en eau ainsi que la santé publique, la conception d'une station d'épuration au niveau de la commune de TIZI GHENIFF (W.TIZI OUZOU) est devenue une priorité primordiale vu le danger de pollution dont la région fait face.

La station suit le procédé d'épuration à boues activées qui est le mieux adapté avec un meilleur rendement. Notre future station d'épuration est dimensionnée de telle sorte à avoir un fonctionnement sur deux horizons :

- ✓ L'horizon 2031 va permettre le traitement d'une pollution de 43071 équivalents habitants.
- ✓ L'horizon 2046 va permettre le traitement d'une pollution de 57142 équivalents habitants.

Abstract

In order to protect the environment especially water resources and public health, the conception of purification station in TIZI GHENIFF town (TIZI OUZOU) becomes a primordial priority in sight of pollution danger.

The station will proceed with activate sludge which is more adapted with a high yield. The study is divided on two phases :

- ✓ The horizon 2031 will treat the pollution of 43071 équivalents habitants.
- ✓ The horizon 2046 will treat the pollution of 57142 équivalents habitants.

Sommaire

Chapitre I : La pollution de l'eau

Introduction.....	1
I.1. La pollution de l'eau.....	1
I. 1. 1 La pollution organique.....	1
I. 1. 2 La Pollution minérale.....	1
I. 1. 3 Pollution microbiologique.....	2
I.2. Les paramètres de pollution.....	2
I. 2. 1 Paramètres physiques.....	3
I. 2. 2 Paramètres chimiques.....	4
I. 2. 3 Paramètres biologiques.....	8
I.3. Les normes de rejets.....	9
I.4. Caractéristiques de l'effluent à traiter.....	10
I. 4. 1 Echantillonnage et paramètres analysés.....	10
I. 4. 2 Précautions à prendre durant les prélèvements.....	10
I. 4. 3 Paramètres analysés.....	10
Conclusion.....	11

Chapitre II : Procédé d'épuration à boues activées

Introduction.....	12
II. Description d'une Station d'Epuration Urbaine.....	12
II.1. le prétraitement.....	13
II. 1. 1 Le dégrillage.....	13
II. 1. 2 Le dessablage.....	14
II.1.2.1. Différents types de dessaleurs.....	14
II.1.3. Dégraissage-déshuilage.....	14
II. 2. Traitement primaire.....	15
II. 2. 1 Différents types de décanteur (décantation).....	15
II.2. 2 Traitements physico-chimiques.....	16
II.3. Traitement secondaire ou biologique.....	17
II. 3. 1 Procédé d'épuration par boues activées.....	17
II. 3. 1. 1 Historique.....	17
II. 3. 1. 2 Principe de traitement par boues activées.....	18
II. 3. 1. 3 Éléments d'une station d'épuration à boues activées.....	18
II. 3. 1. 4 Bassins d'aération.....	19
II. 3. 1. 5 Evolution de la DBO.....	20
II. 3. 1. 6 Paramètres de traitement.....	21
II. 3. 1. 7 Clarificateur (décanteur secondaire).....	24
Conclusion.....	25

Chapitre III : Traitement d'azote et du phosphore

Introduction :.....	26
III. Traitement tertiaire.....	26
III. 1 Phosphore.....	26
III. 1. 1 Origine du phosphore.....	26
III. 1. 2 Formes chimiques du phosphore.....	26
III. 1. 3 Déphosphatation.....	27
III.2 Aazote.....	29
III. 2. 1. Elimination de la pollution azotée.....	29
III. 3 Désinfection.....	32
III. 3. 1 Différentes techniques de désinfection.....	32
Conclusion.....	37

Chapitre IV : Traitement des boues

Introduction.....	38
IV. 1 Origine et caractéristiques des boues	38
IV. 1. 1 Origine des boues résiduelles.....	38
IV. 1. 2 Caractéristiques d'une boue.....	39
IV. 2 Traitement des boues.....	39
IV. 2. 1 Epaississement des boues.....	40
IV. 2. 2 Stabilisation.....	43
IV. 2. 3 Le conditionnement.....	43
IV. 2. 4 Déshydratation des boues.....	44
IV. 3 Elimination finale des boues	48
Conclusion	48

Chapitre V : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	49
V.1 Présentation de la zone d'étude.....	49
V.1.1 Situation géographique.....	49
V.1.2 Situation géologique.....	50
V.1.3 Situation hydrogéologique.....	50
V.1.4 Situation topographique.....	50
V.1.5 Site d'implantation de la future STEP.....	51
V.1.6 Données climatiques.....	51
V.1.7 Situation hydraulique actuelle	53
V.1.8 Situation démographique.....	54
V.2 Caractérisation des effluents à traiter	56
Conclusion	59

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de la STEP

Introduction.....	60
VI.1. Evaluation des débits et des charges polluantes	60
VI.1.1 Charges hydrauliques	60
VI.1.2 Charges polluantes (les flux polluants).....	61
VI.2 Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration.....	63
VI.2.1 Le prétraitement	63
VI.2.2 Traitement primaire	72
VI.2.3 Traitement biologique	75
VI.2.4 Traitement tertiaire (ou la désinfection).....	90
VI.2.5 Traitement des boues	92
Conclusion :	99

Chapitre VII : Etude technico-économique

Introduction.....	100
VII.1. Coût de la variante: traitement par boues activées à moyenne charge	100
VII.1.1.Coût d'investissement.....	100
VII.1.2.Coût de fonctionnement.....	103
VII.1.3.Calcul du prix du m ³ d'eau à traiter	104
VII.2 Coût de la variante: Traitement par boues activées à faible charge	104
VII.2.1.Coût d'investissement.....	104
VII.2.2.Coût de fonctionnement.....	106
VII.2.3.Calcul du prix du m ³ d'eau à traiter	107
Conclusion	107

Chapitre VIII : Calcul hydraulique

Introduction	108
VIII.1 Arrivée des eaux usées vers la station d'épuration	108
VIII.2 Dimensionnement de la conduite By-pass	108
VIII.3 Dimensionnement de la conduite d'amenée des eaux usées vers la STEP	109
VIII.4 Profil hydraulique.....	109
VIII.5 Dimensionnement des conduites reliant les ouvrages.....	109
Conclusion.....	111

Chapitre IX : Gestion et exploitation de la STEP

Introduction.....	112
IX. 1 Personnel de la STEP.....	113
IX. 1.1 Formation du personnel.....	113
IX. 1.2 Responsabilité du personnel.....	113
IX. 2 Contrôle de fonctionnement.....	113
IX.3 Entretien des ouvrages de la STEP	114
IX.3.1 Les pré-traitements	114
IX.3.2 Le traitement primaire	115
IX.3.3 Bassin d'aération	115
IX.3.4 Clarificateur	116
IX.3.5 Bassin de désinfection	116
IX.3.6 Lits de séchage	116
IX.3.7 Epaisseur	116
IX.4 Laboratoire de la station d'épuration	117
IX.4.1 Les mesures réalisées au sein du laboratoire.....	117
IX.5 Hygiène et sécurité.....	118
IX.5.1 L'infection	118
IX.5.2 Produits dangereux	119
IX.5.3 Dangers mécaniques.....	119
IX.5.4 Dangers électriques	119
IX.5.5 Noyade.....	120
IX.5.6 Gaz.....	120
Conclusion	120

Liste des tableaux

Chapitre I : La pollution de l'eau

Tableau I.1 : indice de biodégradabilité des eaux usées	5
Tableau I.2 : Ratios indicateurs de performance	7
Tableau I.3 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets	9
Tableau I.4 : Les principaux paramètres examinés.....	10
Tableau I.5 : Normes de pollution des eaux usées résiduaires urbaines.....	11

Chapitre II : Procédé d'épuration à boues activées

Tableau II.1 : Classification du procédé en fonction de C_v et C_m	22
Tableau II.2 : Valeurs de a' et b' en fonction des charges.....	23
Tableau II.3 : Avantages et inconvénients du procédé d'épuration à boues activées.....	25

Chapitre IV : Traitement des boues

Tableau IV.1 : Pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues	39
---	----

Chapitre V : Présentation de la zone d'étude

Tableau V. 1 : Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales (2014)	52
Tableau V. 2 : Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s) durant la période (1990-2010) ...	52
Tableau V. 3 : Répartition mensuelle des pluies (2014)	53
Tableau V. 4 : Nombre de la population pour différents horizons.....	55
Tableau V. 5 : Résultats de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la zone d'étude....	56
Tableau V. 6 : La charge apportée par les eaux brutes selon le type du réseau (g / Eq-hab. /j.).	57
Tableau V. 7 : Nouveaux résultats de l'Analyse des eaux usées de la zone d'étude.....	58

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de la STEP

Tableau VI.1 : Données de base pour le dimensionnement de la STEP.....	62
Tableau VI.2 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	64
Tableau VI.3 : les valeurs de β en fonction de la forme des barreaux	65
Tableau VI.4 : Les caractéristiques du dégrilleur	67
Tableau VI.5 : Dimensions du dessableur-dégraisseur.....	72
Tableau VI.6 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$	73
Tableau VI.7 : dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.....	75
Tableau VI.8 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2031 et 2046)	83
Tableau VI.9 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2031 et 2046).....	89
Tableau VI.10: Dimensions du bassin de désinfection.....	92
Tableau VI.11: Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur et le lit de séchage (2031 et 2046)	98
Tableau VI.12: Suite des résultats du dimensionnement (2031 et 2046)	99

Chapitre VII : Etude technico-économique

Tableau VII.1 : Coût du terrassement	101
Tableau VII.2 : Coût d'excavation.....	101
Tableau VII.3 : Coût du béton armé	102
Tableau VII.4 : Coût du terrassement	105
Tableau VII.5 : Coût d'excavation.....	105
Tableau VII.6 : Coût du béton armé	106

Chapitre VIII : Calcul hydraulique de la STEP

Tableau VIII.1 : Diamètre de la conduite d'amené.....	109
Tableau VIII.2 : Côtes terrain naturel d'implantation des différents ouvrages.....	109
Tableau VIII.3 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station	110
Tableau VIII.4 : Caractéristiques de la tuyauterie	110
Tableau VIII.5 : Calcul des pertes de charge et des diamètres des conduites.....	111

Liste des figures

Chapitre II : Procédé d'épuration à boues activées

Figure II.1 : Chaine d'épuration des eaux usées	13
Figure II.2 : les différents procédés du prétraitement	15
Figure II.3 : Traitement primaire des eaux	17
Figure II.4 : Eléments d'épuration à boues activées	19
Figure II.5 : Bassin d'aération.....	20
Figure II.6 : Développement d'une culture bactérienne.....	20
Figure II.7 : Décanteur secondaire (clarificateur).....	24

Chapitre III : Traitement d'azote et du phosphore

Figure III.1 : Elimination biologique du phosphore	28
Figure III.2 : Assimilation biologique du phosphore.....	28
Figure III.3 : Elimination d'azote	31
Figure III.4 : Test du break point (dose optimale du chlore).....	32
Figure III.5 : Poste de chloration	34
Figure III.6 : lampe à rayons ultraviolets.....	35
Figure III.7 : Désinfection par l'ozone (O ₃).....	36

Chapitre IV : Traitement des boues

Figure IV.1 : Flottation	40
Figure IV.2 : Centrifugation.....	41
Figure IV.3 : Table d'égouttage.....	41
Figure IV.4 : Epaissement statique gravitaire.....	42
Figure IV.5 : Schéma de la composition principale du lit de sable	44
Figure IV.6 : Séchage thermique.....	45
Figure IV.7: Filtration sous vide.....	46
Figure IV.8: Filtres sous-presse.	46
Figure IV.9: Filtres à bande.	47
Figure IV.10 : Centrifugation des boues.....	47

Chapitre V : Présentation de la zone d'étude

Figure V.1 : Situation de la zone d'étude	50
Figure V.2 : Site d'implantation de la future STEP de TIZI GHENIFF.....	51
Figure V.3 : Graphique de la température moyenne mensuelle.....	52
Figure V.4 : Graphique de répartition des précipitations moyennes mensuelles.....	53
Figure V.5 : Evaluation de la population pour différents horizons.....	56

Liste des planches

PLANCHE 01/06 : Vue d'ensemble de la STEP de TIZI GHENIFF ;

PLANCHE 02/06 : Plan d'implantation de la STEP de TIZI GHENIFF ;

PLANCHE 03/06 : Profil en long de la STEP de TIZI GHENIFF ;

PLANCHE 04/06 : Profil en long de la conduite d'amené ;

PLANCHE 05/06 : Ouvrages de traitement des eaux de TIZI GHENIFF ;

PLANCHE 06/06 : Ouvrages de traitement des boues de TIZI GHENIFF.

Introduction générale

L'eau est une ressource vitale pour la survie de toutes les espèces vivantes. L'activité de l'urbanisation, de l'industrialisation et l'évolution des modes de consommation des hommes ont eu un impact direct sur la ressource notamment les cours d'eaux, qui font face au danger de pollution.

Les eaux usées représentent le facteur fondamental de pollution ; rejetées sans traitement préalable, nuisent au milieu récepteur ; provoquant un déséquilibre écologique de l'environnement pour la survie terrestre et aquatique et peuvent engendrer de graves maladies.

En Algérie, l'épuration des eaux usées est devenue une priorité majeure dont les autorités se mobilisent pour la préservation des milieux aquatiques (oueds, cours d'eaux, mer ... etc.) qui sont signalés comme étant des récepteurs de divers déchets et de pollution issues de la vie quotidienne.

La commune de Tizi Gheniff constitue un exemple édifiant de pollution. Les rivières sont devenues des réceptacles aux eaux usées et aux détritiques de tout genre notamment l'oued D'hous, qui reçoit les rejets de toute la ville ainsi que les villages voisins. Les conséquences sont considérables à savoir la contamination des eaux d'irrigation, les nuées de moustiques, les odeurs nauséabondes et la prolifération des rats. Les habitants interpellent les autorités afin d'intervenir en urgence pour éviter une éventuelle catastrophe.

L'installation d'une station d'épuration au niveau de la commune de Tizi Gheniff est indispensable à cause de la détérioration des conditions écologiques et sanitaires ainsi que l'incapacité d'utiliser les eaux pour l'irrigation.

Les objectifs visés par notre étude se baseront sur la protection de l'environnement contre la pollution à savoir l'oued Dhous qui représente une ressource vitale pour les habitants de la région et la réutilisation des eaux traitées ainsi que la boue pour l'agriculture.

Nous avons prévus deux variantes pour le dimensionnement de la station à savoir, moyenne charge et faible charge. L'étude de l'aspect technico-économique nous renseignera sur la variante à prendre en considération. Notre étude s'étalera sur deux horizons de calcul 2031 et 2046.

Chapitre I :

Pollution de l'eau

Introduction

L'eau est une substance unique parce qu'elle se renouvelle et se nettoie naturellement en permettant au polluants de s'infiltrer. Cependant, ce processus naturel prend du temps et devient très difficile lorsqu'il y a une quantité importante de polluants qui sont ajoutés à l'eau. La liste des polluants est longue et les signes de pollution de l'eau sont évidents, ceux-ci rendent son utilisation dangereuse et perturbent 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.

Cette étape a pour but d'évaluer qualitativement et quantitativement la pollution présente dans les eaux résiduaires et d'estimer les différents débits de notre zone d'étude. En final, le choix de procédé d'épuration envisagé.

I.1. La pollution de l'eau

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique, biologique ou bactériologique de ses qualités naturelles, provoquée par l'homme et ses activités. Elle perturbe les conditions de vie de la flore et de la faune aquatique, elle compromet les utilisations de l'eau et l'équilibre du milieu naturel. Généralement la pollution des eaux usées se présente sur trois formes principales ^[1] :

I. 1. 1. La pollution organique

La pollution organique est un type de pollution chimique provoquée par les polluants carbonés, composée principalement des protéides, lipides, glucides et des détergents. 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.

I. 1. 2 La 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, graviers et les sables.

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 biodégradables de ce fait un traitement tertiaire est souvent nécessaire.

I. 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.

On distingue :

➤ Les bactéries

Les bactéries sont des micro-organismes unicellulaires et procaryotes (une seule cellule sans noyau), de tailles de 0.5 à 15 µm, de formes sphériques ou cylindriques

Classification des bactéries selon leur affinité avec l'oxygène

On distingue :

- + Les bactéries anaérobies strictes
- + Les bactéries aérobies strictes
- + Les bactéries facultatives : survivent avec ou sans oxygène dissous (condition d'anoxie)

➤ Les virus

- > Les virus sont des agents pathogènes extrêmement petits et qui ne peuvent se multiplier qu'à l'intérieur d'une cellule vivante.
- > Leur concentration dans les eaux usées urbaines est comprise entre 10³ et 10⁴ particules par litre.
- > Certains entérovirus peuvent être à l'origine de maladies graves comme la poliomyélite ou l'hépatite virale.

➤ Les protozoaires

Ce sont des organismes unicellulaires munis d'un noyau, plus complexes et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites

➤ Les helminthes

- > Plat helminthes : (ou vers plats)
- > Nématelminthes : (ou nématodes, ou vers ronds)

➤ Les champignons

Ce sont des organismes pluricellulaires ; certains sont pathogènes

I.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.

I. 2. 1. Paramètres physiques

➤ **Température**

La température est un paramètre dont le contrôle est indispensable surtout en présence d'effluents industriels.

Ce paramètre peut influencer sur la solubilité des sels, la concentration de l'oxygène dissout et l'activité microbienne.

Aussi il rentre dans les formules de dimensionnement des stations d'épuration par lagunage naturel.

➤ **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.).

➤ **Couleur et odeur**

a- Odeur

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

b-Couleur

Dans les eaux usées urbaines ; la couleur est due à la présence de matières organiques dissoutes ou colloïdales. Une eau propre doit être incolore ; la couleur grisâtre de l'eau d'égout est d'origine domestique, une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle.

➤ **La turbidité**

La turbidité est la mesure de l'aspect plus ou moins trouble de l'eau; c'est l'inverse de la limpidité. Techniquement, la turbidité correspond à la propriété optique de l'eau permettant à une lumière incidente d'être déviée (diffraction) ou absorbée par des particules plutôt que transmise en ligne droite. Elle est causée par diverses matières particulaires ou colloïdales composées de limon, d'argile, de composés organiques ou inorganiques ainsi que du plancton et d'autres micro-organismes.

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

Ce sont les matières non dissoutes contenues dans l'eau. Elles comportent à la fois des éléments minéraux et organiques ; elles agissent en augmentant la turbidité de l'eau qui réduit la pénétration de la lumière pour une bonne croissance des végétaux au fond des cours d'eau. Cette pollution particulière est à l'origine de nombreux problèmes comme ceux liés au dépôt de matières, à leur capacité d'adsorption physico-chimique ou aux phénomènes de détérioration du matériel (bouchage, abrasion, ...).

Il existe deux méthodes normalisées d'analyse des MES :

- ✓ la méthode par filtration sur filtre en fibres de verre
- ✓ la méthode par 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 2heures.

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.

I. 2. 2. Paramètres chimiques

I. 2. 2. 1. Les Demandes En Oxygène

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

La détermination de la Demande Biochimique en Oxygène est une façon indirecte d'évaluer la quantité de matières biodégradables essentiellement organiques contenues dans l'eau.

Ces substances biodégradables ont les mêmes sources que les matières organiques, métabolisme des organismes vivants, activité humaine, lessivage des sols, ...

L'effet principal des matières biodégradables sur le milieu récepteur est l'appauvrissement en oxygène dissous de ce milieu qui résulte de leur dégradation.

La Demande Biologique en Oxygène (DBO) est la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la pollution biodégradable sur une période définie. En effet, une période allant de 21 à 28 jours serait nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la totalité de la pollution biodégradable. Il a été déterminé qu'une période de 5 jours correspondait à l'assimilation de la pollution biodégradable carbonée (oxydation), et qu'ensuite les micro-organismes assimilaient la pollution biodégradable azotée (nitrification). Pour des raisons pratiques, on prendra en compte pour cette analyse la première phase de 5 jours que l'on notera DBO5. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO2/l)

➤ **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.

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

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

$$DCO = DBO_{ultime} / 0.9$$

➤ **Coefficient de La biodégradabilité (DCO/DBO5)**

Le rapport (DCO/DBO5) exprime le degré de biodégradabilité de l'eau usée qui représente la capacité d'une substance à être décomposée par les micro-organismes.

L'élévation du rapport indique un accroissement des matières organique non biodégradable. Il est donc révélateur de la présence d'une pollution industrielle et nous renseigne sur le type de traitement à adopter. On distingue trois cas cités dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : indice de biodégradabilité des eaux usées ^[2].

Rapport : DCO/DBO	Mode de traitement
1 < DCO/DBO < 2	Facilement biodégradable ↔ Traitement biologique (Concerne un effluent urbain)
2 < DCO / DBO < 3	Traitement biologique avec adaptation De la couche microbienne
DCO / DBO > 3	Traitement physico-chimique (Concerne un effluent industriel).

➤ Le potentiel d'Hydrogène (PH)

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 la survie des micro-organismes aquatiques.

➤ 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 :

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

➤ 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.

I. 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. Il peut provenir de diverses sources à savoir :

- Métabolisme humain : un homme excrète entre 1 et 2 grammes de P par jour. Il s'agit de l'apport principal en phosphore dans les cours d'eau.
- produits lessiviels et de nettoyage : 1 à 2 grammes de P par jour et par habitation (en diminution)
- Rejets industriels : les effluents d'industries agro-alimentaires, d'abattoirs, de laveries industrielles, d'industries de traitement de surface et d'industries chimiques spécialisées.
- Rejets agricoles ou d'origine naturelle sont retenus dans les sols et ne se retrouvent pas dans les eaux usées.

Formes chimiques du phosphore

Le phosphore des eaux usées, particulaire ou soluble, est essentiellement constitué de :

- phosphore inorganique (essentiellement des polyphosphates) et des orthophosphates dont une part provient de l'hydrolyse des premiers;
- phosphore organique : phospholipides, esters,

Les phosphates de sodium et de potassium sont solubles dans l'eau, les phosphates monocalciques et les phosphates de magnésium le sont également, mais dans une moindre mesure. Les autres phosphates sont insolubles.

Le phosphore total est la somme du phosphore inorganique et organique.

➤ Indicateurs de performances :

Les indicateurs permettent aux responsables de la station d'épuration de suivre l'évolution de la qualité des eaux, de détecter les dysfonctionnements et d'y remédier.

Le tableau suivant donne quelques indicateurs de performances, la limite de variation pour un effluent urbain ainsi que la signification et l'intérêt du ratio.

Tableau I .2 : Quelques ratios indicateurs de performance : limites de variation et signification ^[1].

Ratio	Effluent urbain strict	Signification
DCO/DBO5	2,2 -2,5	Evaluation de la biodégradabilité de la matière organique : DCO/DBO5<2 : facilement biodégradable
DBO5 / N-NH4 + /P-PO4	(100/5/1)	Exprime l'équilibre nutritionnel :
MES/DBO5	0.69 et 2.93	Indiquera la nature de la pollution Influencera la production de boues.
MVS/MES	0.65-0.75	Indiquera l'organicité de l'effluent et les possibilités de son traitement.
DCO/PT	44-50	DCO/PT indique une bonne aptitude au traitement biologique du phosphore.
NH4⁺/NTK	0.6-0.8	Indiquera le degré d'ammonification durant le transfert de l'effluent dans le réseau
DCO/NTK	4-5	Influencera le taux d'abattement de
DBO5/N à dénitrifier	DBO5/N > 2	Indiquera les possibilités et la faisabilité de la réaction de dénitrification.
Production des boues primaires /production des boues primaires théoriques	0,8	Efficacité de la décantation physique dans le décanteur primaire
Polymère/MS (extraites)	Permet de vérifier l'efficacité de l'injection du polymère. Boues primaire : Polymère /MS = [3-5] Boues mixtes (50/50) : Polymère /MS = [6-8]	

➤ Rapport M ES/DBO5

Le rapport M ES/DBO5 indique la répartition de la pollution particulière représentée par la MES et de la pollution dissoute représentée par la(DBO5). L'augmentation de ce ration montre que la pollution admise à la station est plutôt granulaire que dissoute, ce qui caractérise un réseau essentiellement unitaire.

Des valeurs élevées de ce rapport sont généralement dues à l'augmentation du flux de MES rejetés par temps de pluie dans les milieux récepteurs à cause de la remise en suspension des dépôts accumulés dans le collecteur.

➤ Rapport MVS/MES

Ce rapport représente la proportion de la matière volatile en suspension par rapport à la matière en suspension, Ce facteur aura une incidence importante sur la production de boues biologiques en excès.

➤ **Ratio NT/ DBO5**

Une dénitrification efficace suppose une certaine proportion en composés carbonés facilement biodégradables. Dans les eaux usées urbaines le rapport N/DBO5 est de 0,2 à 0,5, ce rapport estime aussi la cinétique de dénitrification. S'il descend en-deçà, le processus de dénitrification ne s'effectue pas complètement, ce qui se traduit par des valeurs accrues en termes de nitrates.

➤ **Ratio N-NH₄⁺/NT**

L'azote des effluents à traiter arrive dans le réseau principalement sous forme organique. Son transit dans le réseau modifie les proportions en faveur de la forme ammoniacale selon le temps de séjour et la température. Ce degré d'ammonification est donné par le ratio NH₄⁺/NT.

Plus la valeur de ce ration est élevée, plus l'azote organique est transformé en azote ammoniacal soluble qui est la forme d'azote la plus utilisée par les bactéries épuratrices.

➤ **Ratio DCO/PT**

Le rapport DCO/PT indique la possibilité d'un traitement biologique du phosphore. En effet, un rapport faible indique une mauvaise déphosphatation pouvant être reliée à une quantité de DCO facilement biodégradable (AGV) moins importante.

Par contre, le rapport DCO/PT très élevé (dans la plus part des cas supérieurs à 44) indique une bonne aptitude au traitement biologique du phosphore, sans avoir recours au traitement physico-chimique, ce qui traduit un réel gain en produits chimiques.

➤ **Ratio DCO/NT**

Le rapport DCO/NTK influence la cinétique de nitrification et donc le degré d'abattement de l'azote global. Plus ce rapport est faible, plus la vitesse de nitrification est élevée.

Des valeurs élevées perturbent la réaction de nitrification. Les bactéries hétérotrophes peuvent entrer en compétition pour l'azote qu'elles consomment pour leurs besoins anaboliques et limitent le processus de nitrification en réduisant la quantité d'ammoniaque et d'oxygène disponibles pour la nitrification et en limitant localement l'accès à l'ammoniaque pour les bactéries nitrifiantes.

I. 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.

I.3. Les normes de rejets

Les normes de rejet, après traitement, ont pour objet la protection de l'environnement en général et les milieux récepteurs en particulier mais également d'éviter la prolifération des maladies dues aux rejets d'eaux usées telles que la tuberculose, le typhoïde ou encore le Choléra. Les normes de rejets en Algérie, après traitement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : 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
DBO5	mg/l	30	40
Substances toxiques bio cumulable	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
Mercuré total	mg/l	0,01	0,05

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

I. 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 prévoio deux étapes.

I. 4. 1. Echantillonnage et paramètres analysés

L'échantillonnage est une opération à laquelle le plus grand soin doit être accordé, car il conditionne les résultats analytiques et l'interprétation qui en sera donnée.

I.4.2. Précautions à prendre durant les prélèvements

L'eau doit être prélevée dans des bouteilles propres rincées plusieurs fois. Il est important de respecter deux principales conditions :

- Les échantillons doivent être aussi représentatifs que possible ;
- L'opérateur doit éviter de les contaminer par les produits exogènes.

En plus de ces deux conditions, les prélèvements se font généralement à fort débit (en vue de collecter une masse importante des polluants présents en suspension). Ce pendant les sites de prélèvement doivent être soumis à l'influence de toutes les sources de pollution.

I.4.3. Paramètres analysés :

Les paramètres pris en compte dans le cadre de notre projet, ainsi que les méthodes utilisées pour leur détermination sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Les principaux paramètres examinés

Paramètres	Méthodes utilisés
Température	Thermomètre
pH	PH-mètre
Conductivité	Conductimètre
MES	Centrifugation NFT 90-105-2
DCO	ISO 6060
DBO5	Manométrique
Phosphore, Sulfates, Chlorures	Colorimétrique
Na, Ca, Mg	Analyse volumétrique

Tableau I.5 : Normes de pollution des eaux usées résiduaires urbaines

Paramètres	Unité	Valeurs
pH (Potentiel Hydrogène)	-	6,5-8,5
T° (Température)	°C	<30
DBO5	mg/l	100-400
MES	mg/l	150-500
DCO	mg/l	300-1000
DCO/ DBO5	-	<2.5
NO2-	mg/l	45
NO3-	mg/l	5
Phosphore	mg/l	10-25

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons traité l'ensemble des types de pollution et de ces paramètres que l'eau usée peut véhiculer. La fiabilité des paramètres analysés de l'effluent à traiter vont interférer directement sur les résultats trouvés dans l'étude. De ce fait, la préservation du milieu récepteur va dépendre sur l'efficacité de l'étude et le respect des normes de rejets.

Chapitre II :
Procédé d'épuration à
boues activées

Introduction

La station d'épuration a pour rôle de purifier les eaux usées afin de pouvoir les réintroduire dans le milieu naturel. Le traitement biologique 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 et de protozoaires, celle-ci va se nourrir de la matière organique et la dégrader.

A l'issue de ce processus, les bactéries constituent les boues qui devront être séparées de l'eau épurée.

Suivant la technologie utilisée, ces cultures bactériennes peuvent être libres (boues activées) ou fixées (lits bactériens et bio filtres).

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à la technique de boues activées qui sera utilisée comme procédé d'épuration de nos effluents.

II. Description d'une Station d'Epuration Urbaine

Le transport des eaux usées dans les collecteurs se fait gravitairement. Une station de relevage permet d'acheminer les eaux usées vers la station d'épuration lorsque cette dernière se situe à un niveau plus haut. Cette opération, s'effectue grâce à des pompes submersibles ou à vis d'Archimède.

✓ Filière eau

Les étapes de l'épuration sont les suivantes :

- a. Un prétraitement comportant :
 - ✓ Le dégrilleur ;
 - ✓ Le déssableur déshuileur ;
- b. Un traitement primaire éventuel comprenant :
 - ✓ Le décanteur primaire.
- c. Un traitement biologique comprenant :
 - ✓ Le bassin d'aération ;
 - ✓ Le clarificateur.
- d. Un traitement tertiaire comprenant :
 - ✓ Le bassin de désinfection.

Selon l'état des eaux usées et les exigences relatives à la qualité de l'eau pure, des étapes supplémentaires comme traitement facultatif peuvent être introduites.

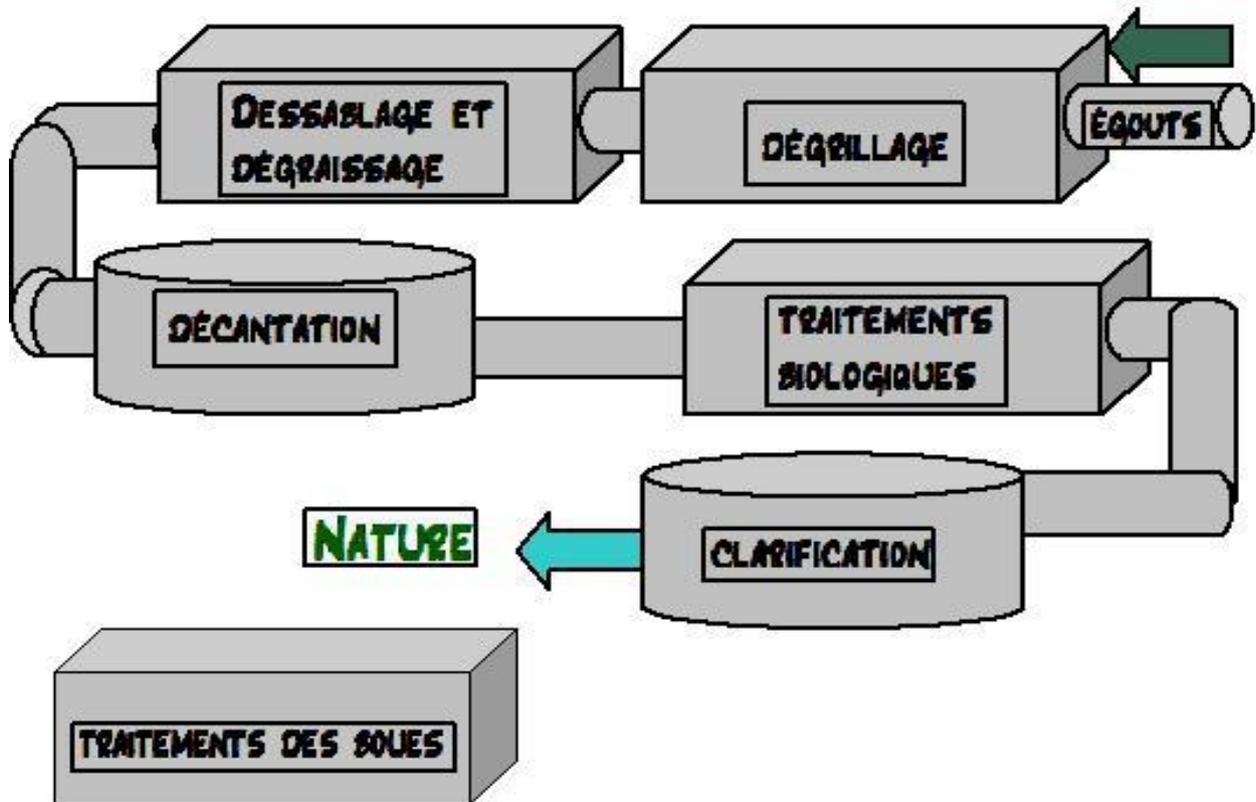


Figure II.1 : Chaîne d'épuration des eaux usées.

II .1 Prétraitement

Les prétraitements permettent d'éliminer les matières grossières véhiculées par l'effluent pour éviter le colmatage et la corrosion des canalisations et éviter d'endommager les équipements ultérieurs. Ces prétraitements sont réalisés en tête de la station d'épuration ^[2].

II .1.1 Dégrillage

Cette opération constitue une phase préliminaire à tout traitement, car elle permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles d'endommager les différents équipements de la station et réduise les risques de colmatage des conduites mises en place.

L'efficacité de cette opération est fonction de l'écartement entre les barreaux de la grille.

On distingue :

- Dégrillage grossier dont l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40 mm ;
- Dégrillage moyen avec un écartement de 10 à 25mm ;
- Dégrillage fin dont l'écartement est de 3 à 10 mm.

Dans le prétraitement, on trouve deux types de grilles :

- Grilles manuelles ;
- Grilles mécaniques.

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 avec l'installation de grilles manuelles, pour éviter les risques de débordement en cas de la panne de la grille (exemple de colmatage).

La vitesse d'écoulement de l'effluent est comprise entre (0,6 ÷ 1,4) m/s et cela pour éviter le colmatage en profondeur des barreaux et pour ne pas provoquer des pertes de charge trop importantes.

Une vitesse de passage inférieure à 0.6 m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

II .1.2 Dessablage

Le dessableur est placé à la suite du dégrilleur, son but est de retirer par sédimentation les sables et graviers des eaux usées à traiter. En effet, l'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans le dessableur entraîne le dépôt de ces matières au fond de l'ouvrage. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité du lavage.

L'opération de dessablage permet :

- ✓ Eviter le bouchage dans les canalisations par dépôts ;
- ✓ Eviter la perturbation des traitements ultérieurs, traitement biologique en particulier ;
- ✓ Protéger les organes mécaniques contre l'abrasion.

II .1.2.1 Différents types de dessableurs

On distingue :

- **Les dessaleurs couloirs** : La vitesse à l'intérieur de ces ouvrages varie selon le débit. Ces ouvrages canaux (ou couloirs) simples sont les plus élémentaires. L'installation de deux canaux en parallèle permet la mise en service du deuxième canal lorsqu'on extrait les sables du premier.
- **Les dessaleurs circulaires** : à alimentation tangentielle à brassage mécanique ou à insufflation d'air (pour éviter les dépôts de matières organiques, en heures creuses, avec faible débit).
- **Les dessaleurs rectangulaires aérés**: On insuffle de l'air qui provoque une rotation de liquide et crée ainsi une vitesse constante de balayage du fond, perpendiculaire à la vitesse du transit. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage vers un poste de réception, puis repris par pompage, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant.

II .1.3 Dégraissage-déshuilage

Le déshuilage est une opération de séparation liquide-liquide, alors que le dégraissage est une opération de séparation solide-liquide (à la condition que la température de l'eau soit suffisamment basse, pour permettre le figeage des graisses). Ces deux procédés visent à éliminer la présence des corps gras dans les eaux usées, qui peuvent gêner l'efficacité du traitement biologique. Il existe plusieurs types de dégraisseurs :

➤ Dégraisseur statique

Il s'agit d'un bassin généralement pourvu de chicanes ou d'une cloison siphonoïde qui retient les graisses et autres corps flottants qui remontent à la surface de l'eau.

➤ Dégraisseur aéré

Le bassin est généralement de forme cylindro-conique ou rectangulaire dans lequel la flottation des graisses est facilitée par la diffusion de fines bulles d'air injectées dans le fond de l'ouvrage. La production d'air est obtenue avec l'utilisation de sur presseur et des diffuseurs adaptés, ou plus souvent à l'aide de pompes émulsionne uses.

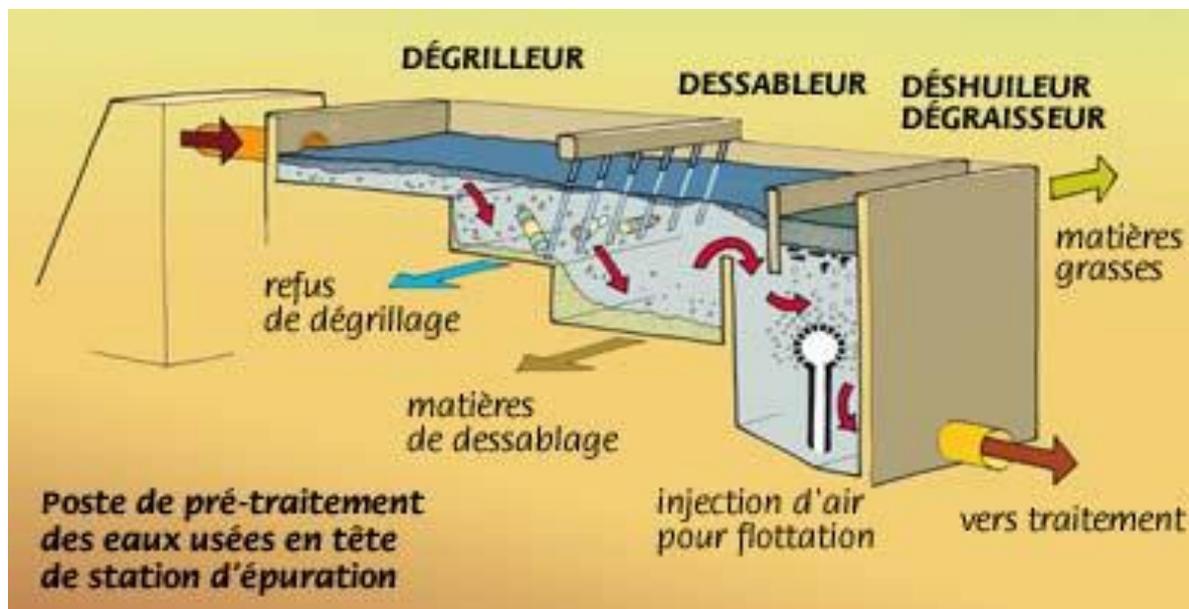


Figure II.2 : Les différentes étapes du prétraitement.

II .2 Traitement primaire

La décantation primaire permet une séparation des deux phases liquide et solide par l'intermédiaire de la pesanteur.

La décantation primaire est mise en œuvre pour diminuer la charge à l'entrée du bassin d'aération; cela permet l'élimination de 50% à 65% de la charge initiale en matière en suspension (MES) et 20% à 35% de la charge organique entrante exprimée en DBO5.

Le décanteur primaire permet donc de limiter la variation de charge et la perturbation des MES dans l'aérateur .Cependant, il produit des boues instables (boues primaires) qui peuvent être une source non négligeable de nuisances olfactives (mauvaise odeurs) ^[2].

II .2.1 Différents types de décanteur (décantation)

➤ Décanteur rectangulaire

La possibilité pour que la particule atteigne le fond :

$$v_c > v_e \quad v_c = h/t = Q/S_h$$

Avec :

- 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 (m³/h)
- S_h : surface horizontale (m²)

➤ Décanteur 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 max Q , la surface S des bassins est déterminée par :

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

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.

➤ Décanteur lamellaire

L'utilisation d'un décanteur lamellaire 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.

II .2.2 Traitements physico-chimiques

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

➤ 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.

➤ Flocculation

La flocculation 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 flocc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration.

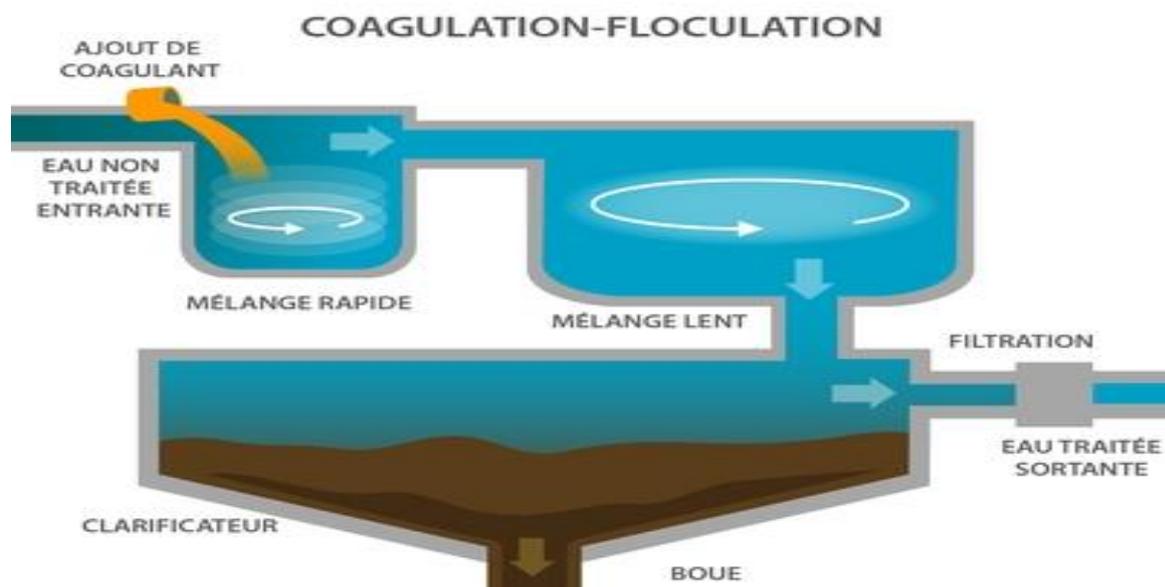


Figure II.3 : Traitement primaire des eaux, composé des étapes de coagulation, floculation et de sédimentation.

II .3 Traitement secondaire ou biologique

Les procédés d'épuration biologique sont utilisés lorsque les éléments à éliminer sont sous forme soluble ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégés par les prétraitements et traitements physiques sauf au prix d'un conditionnement physico-chimique complémentaire. Ils permettent de faire passer les éléments présents sous forme soluble ou colloïdales en éléments floculables et de constituer les agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide. La dégradation des matières organiques est le résultat de la vie des micro-organismes dont les plus importants et les plus nombreux sont les bactéries.

Cette dégradation se fait en deux phases presque simultanées :

- ✓ Une phase d'adsorption très rapide au cours de laquelle les substances organiques s'adsorbent sur la membrane extérieure des bactéries.
- ✓ Une phase d'oxydation, plus lente au cours de laquelle a lieu l'oxydation des substances organiques en produits de décomposition tels que CO_2 et H_2O ^[2].

II .3.1 Procédé d'épuration à boues activées

II .3.1.1 Historique

Ce procédé est dû à l'observation à Manchester de « ARDEN et LOCKETT » dans les années 1914. Ils mettent au point la technique d'abord dans un seul bassin puis par la suite, l'améliorer par l'ajout d'autres bassins et étapes.

Depuis, les chercheurs travaillent à l'amélioration des stations d'épurations à boues activées, notamment en créant des modélisations des réactions qui se produisent lors du traitement. Leurs travaux (à l'échelle internationale) a notamment permis la parution d'un guide d'utilisation des modèles de fonctionnement des stations d'épuration à boues activées ainsi que la mise au point de nouvelles innovations.

II .3.1.2 Principe de traitement par boues activées

Le principe est de faire dégrader la matière organique (en suspension ou dissoute dans les eaux usées) principalement par des bactéries (dont bactéries filamenteuses), qui seront elles-mêmes mangées par des microorganismes (protozoaires), en partie responsables de la floculation et source de clarification progressive de l'eau.

Les micro-organismes sont maintenus en mélange intime avec l'eau à traiter et ainsi, entrent constamment en contact avec les polluants organiques des eaux résiduaires.

Le brassage permanent du milieu permet un meilleur accès des bactéries aux particules et une aération importante nécessaire à la pérennité du système de biodégradation (seule la pollution biodégradable peut être ainsi traitée). Il est suivi d'une décantation à partir de laquelle on renvoie les boues riches en bactéries vers le bassin d'aération.

Les bactéries filamenteuses relient les floccs entre eux et diminuent la vitesse de décantation.

Le procédé à boues activées a quatre objectifs:

- éliminer la pollution carbonée (matières organiques) ;
- éliminer une partie de la pollution azotée ;
- fixer le phosphore dans la matière décantée ;
- stabiliser les boues (procédé dit : aération prolongée ou digestion aérobie).

II .3.1.3 Éléments d'une station d'épuration à boues activées

Un procédé à boues activées visant à éliminer les matières organiques (pollution carbonée, parfois azotée et/ou phosphaté) comprend les éléments suivants :

- **Un bassin d'aération** : dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice. Une à quatre phases sont réalisées dans ce bassin, selon le type et le niveau de traitement souhaité :
 - Dans tous les cas, un bassin avec apport d'air de manière à obtenir une teneur en oxygène dissous suffisante pour l'activité biologique afin de permettre l'élimination du carbone et, si besoin, la nitrification des composés azotés.
 - Dans le cas du traitement de l'azote, une ou deux étapes anoxiques permettant de dénitrifier les composés azotés.
 - Dans le cas du traitement du phosphore par voie biologique, une étape anaérobie (généralement en amont de tous les autres bassins).
 - Dans le cas du traitement de l'azote, une recirculation des boues mixtes du bassin aéré vers le 1^{er} bassin anoxique.
- **Dispositif de fourniture d'oxygène** : pour permettre à la masse bactérienne d'effectuer sa synthèse.
- **Dispositif de brassage** : pour assurer le contact entre les micro-organismes et la nourriture, éviter les dépôts et favoriser la diffusion d'oxygène.
- **Décantation secondaire (dit aussi clarificateur)**

L'eau épurée est évacuée dans le milieu naturel (sauf traitement tertiaire). Les boues quant à elles, produites dans le premier bassin, décantent naturellement et sont renvoyées en plus grande partie vers le bassin d'aération (recirculation), la partie excédentaire est dirigée vers le traitement des boues.

- **Dispositif de recirculation des boues** : il assure le retour des boues vers le bassin d'aération afin de maintenir une masse de micro-organisme constante.

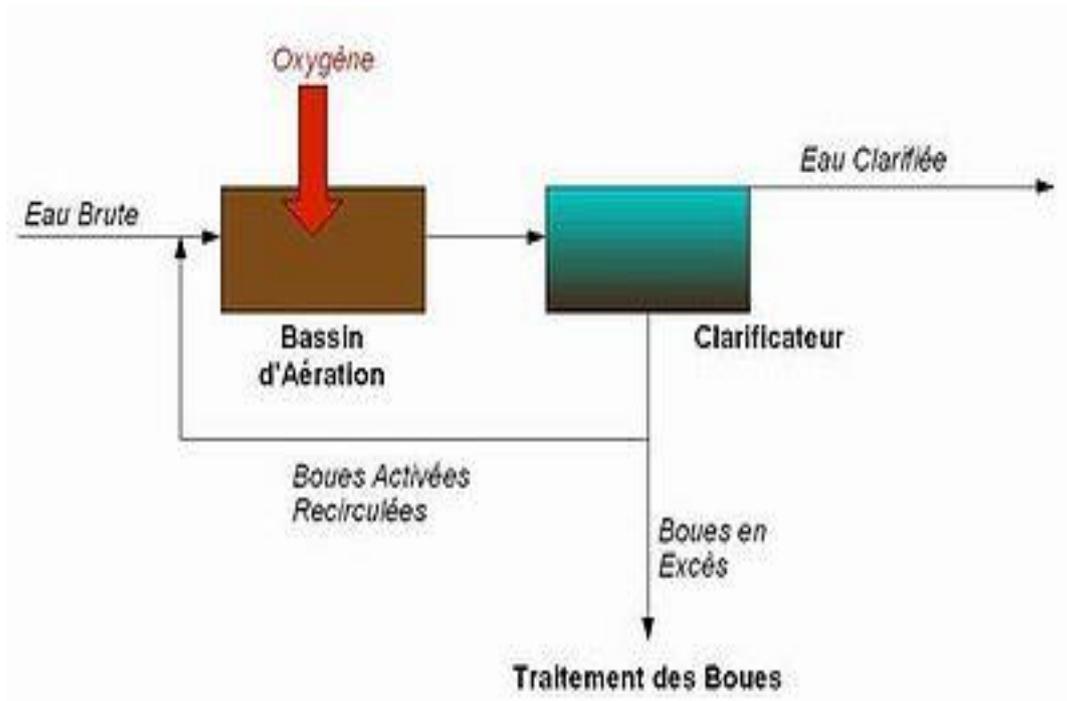


Figure II.4 : Eléments d'épuration à boues activées.

II .3.1.4 Bassins 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.

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

L'aération des eaux résiduaires a lieu dans les bassins contenant les boues activées, qui ont une forme appropriée en fonction du système d'aération, du mode d'introduction des eaux et de la boue activée. L'aération peut être assurée en surface par des turbines d'aération, ou dans le fond alimentées par un suppresser ou par un compresseur d'air.



Figure II.5 : Bassin d'aération.

II .3.1.5 Evolution de la DBO

La matière organique de la masse bactérienne évolue en fonction du temps d'aération. Lorsqu'on insuffle de l'air dans l'eau 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 poussée permet de distinguer quatre phases principales. Les différentes phases de l'évolution de la DBO et les MVS sont représentées sur la figure qui suit ^[1]:

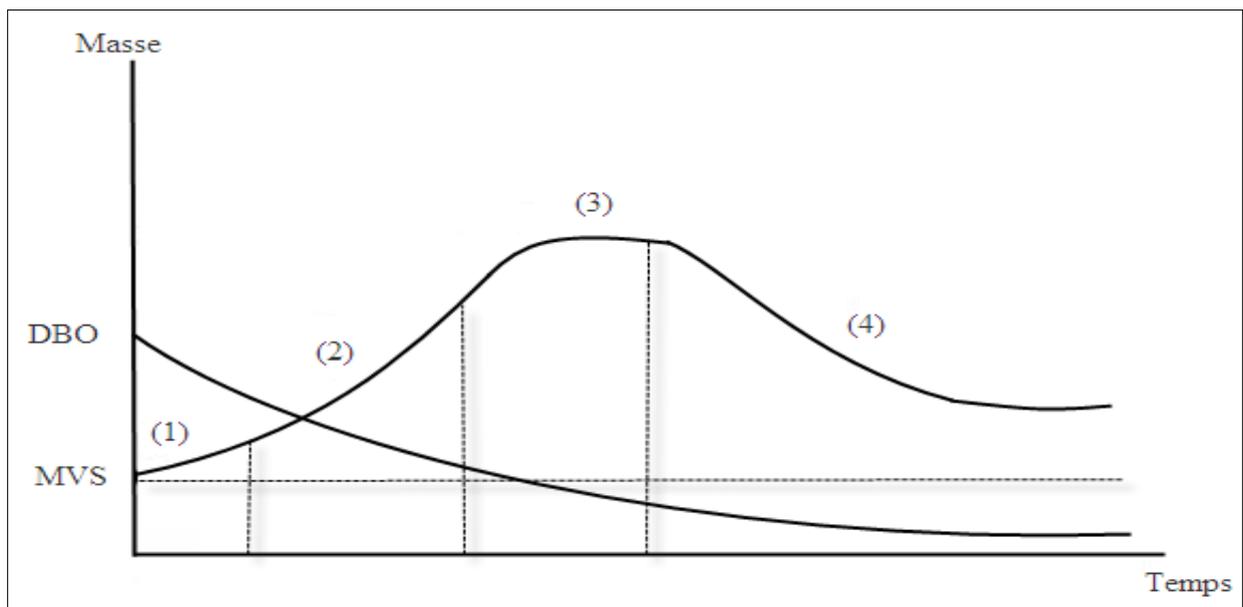


Figure II.6 : Développement d'une culture bactérienne.

Cette courbe peut être divisée en plusieurs parties :

1) Phase de latence

La phase de latence est une phase où le taux de croissance est nul qui peut s'expliquer par différentes raisons. Les facteurs influençant sur cette phase sont l'âge de la souche, l'adaptation de la souche au nouveau milieu et le manque de facteurs de croissance nécessaires à cette dernière et pour la courbe de la DBO₅ on voit qu'elle reste constante parce qu'il y a pas une dégradation de la matière organique.

2) Phase de croissance exponentielle

Cette phase traduit la croissance maximale de la souche. Celle-ci trouve toute la nourriture nécessaire au développement optimal. Cette phase se traduit par une droite et le taux de croissance est déterminé par la pente. Ainsi la DBO diminue rapidement car la dégradation de la pollution se fait vite.

3) Phase de croissance ralentie

Cette phase traduit un milieu de moins en moins favorable à la croissance de la souche (épuisement de l'aliment ou accumulation des déchets toxiques ou l'évolution de l'environnement physique, par exemple le pH). Le nombre de cellule présente est constant et traduit l'équilibre entre le nombre de cellules provenant de la multiplication et le nombre de cellules qui disparaissent par autolyse, la DBO décroît toujours en raison de la dégradation biologique qui continue.

4) Phase de déclin ou phase de respiration endogène

Elle traduit la mortalité de cellules. Le milieu n'a plus de nutriment et les enzymes sécrétés lysent les bactéries.

II .3.1.6 Paramètres de traitement**Facteurs de Charge**

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

a. Charge volumique C_v

Encore appelée charge organique, elle représente la masse de pollution arrivant chaque jour sur la station par unité de volume de réacteur. Son expression est :

$$C_v = Q_0 * DBO_5 / V (\text{kgO}_2 \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{j}^{-1})$$

Avec :

- **Q₀ (m³.j⁻¹)** est le débit journalier d'eau brute à traiter.
- **DBO₅ (kgO₂.m⁻³)** est la demande biologique en oxygène de l'effluent à cinq jours.
- **V (m³)** est le volume du réacteur.

b. Charge massique ou facteur de charge C_m

Appelée également charge de boues. Elle correspond au rapport entre la charge volumique et la concentration en biomasse dans le réacteur. Son expression est :

$$C_m = Q_0 * DBO_5 / MVS = C_v / MVS (\text{kgO}_2 \cdot \text{kgMVS}^{-1} \cdot \text{j}^{-1})$$

Cette notion C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement de la boue activée, tels que :

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

Tableau II.1: Classification du procédé en fonction de C_v et C_m .

Classe du procédé	Charge volumique C_v ($\text{kgO}_2 \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{j}^{-1}$)	Charge massique C_m ($\text{kgO}_2 \cdot \text{kgMVS}^{-1} \cdot \text{j}^{-1}$)
Aération prolongée	<0.3	< 0.07
Faible charge	0.3 – 0.4	0.07 – 0.15
Moyenne charge	0.5 – 1.15	0.15 -0.4
Forte charge	1.5-3	>0.4

Temps de passage

Le temps de passage, noté t_s , représente le temps nécessaire pour qu'une goutte de liquide traverse le réacteur, c'est une caractéristique hydraulique du réacteur. Il intègre donc l'ensemble des débits transitant dans le réacteur. Le temps de passage est égal au temps de séjour moyen pour un réacteur ne comprenant pas de court-circuit ou de zone morte. Il est défini par :

$$t_s = V/Q \text{ (j)}$$

Avec :

- V est le volume du réacteur (m^3)
- Q est la somme des débits traversant le réacteur (débit de l'effluent, de recyclage, d'ajout des nutriments,...). (m^3/j).

L'âge des boues

L'âge des boues, noté θ_c , caractérise la « forme physiologique » des boues dans le bassin d'aération. Il représente le rapport entre la masse de boues dans l'aérateur et la vitesse d'extraction des boues par le système de purge.

$$\theta_c = \frac{M}{\Delta M / \Delta T} \text{ (j)}$$

Avec :

- M : est la masse de biomasse présente dans le système ($M = MVS \cdot V$) (kgMVS).
- $\Delta M / \Delta T$: est la vitesse d'extraction des boues ($\text{kgMVS} \cdot \text{j}^{-1}$).

Indice de Mohlman I_M

L'indice de Mohlman est le rapport entre le volume des boues décantées en 1/2 heure, et la masse de matières en suspension contenue dans ce volume. Il est donné par la formule suivante :

$$I_M = v/m$$

Cet indice est utilisé pour apprécier l'aptitude d'une boue à la décantation ou bien il permet de traduire la bonne aptitude ou non, des boues à la décantation.

- Si I_M inférieur à 50 ml/g : mauvaise décantation ;
- Si I_M compris entre 80 ml/g et 150 ml/g : bonne décantation ;
- Si I_M supérieur à 150 ml/g : très mauvaise décantation.

Taux de recyclage

Le taux de recyclage, noté R , représente le rapport entre le débit de recyclage et le débit d'entrée de l'effluent en station.

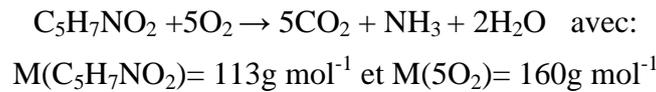
Consommation en oxygène

Les besoins théoriques en oxygène représentent la somme de l'oxygène consommé pour fournir l'énergie nécessaire à la synthèse plus l'oxygène consommé pour la respiration endogène.

a) Pour la synthèse

Il a été montré expérimentalement qu'à une masse constante de cellules synthétisées correspond une masse de matière organique, exprimée par la DBO, éliminée. Pour une certaine quantité de la DBO ultime, une fraction a, de l'oxygène est utilisée pour la synthèse de a_m mg de la matière vivante cellulaire telle que : a = 1.42a_m

La valeur 1.42 provient du fait que pour oxyder une cellule de formule brute C₅ H₇NO₂, il faut une quantité d'O₂ égale à 1.42 fois la masse de corps à dégrader et ce, selon la réaction suivante :



Pour permettre la création de nouvelles cellules vivantes, il a fallu au préalable fournir une certaine quantité d'énergie provenant de l'oxydation d'une certaine fraction a' de matières organiques. La DBO ultime éliminée sera utilisée à des fins énergétiques (a') et à des fins de synthèse de matières vivantes (a) de sorte que :

$$a + a' = 1$$

La quantité d'oxygène nécessaire pour la synthèse de nouvelles cellules aura pour expression :

$$qO_2 = a' \cdot L_e$$

a' : consommation d'O₂ à des fins énergétiques (kgO₂ kgDBO₅⁻¹)

b) Pour la respiration endogène

La consommation d'O₂ pour la respiration endogène est proportionnelle à la biomasse présente. Son expression est :

$$qO_2 = b' \cdot X_a$$

Avec :

- X_a : masse totale de boue présente dans l'aérateur exprimé en kg
- b' : consommation d'O₂ pour l'auto-oxydation (kgO₂ kgMVS⁻¹ j⁻¹)

Remarque

- La consommation en oxygène global sera égale :

$$qO_2 = a' \cdot L_e + b' \cdot X_a$$

Selon les charges, les valeurs moyennes des paramètres a' et b' sont données comme suit :

Tableau II.2 : Valeurs de a' et b' en fonction des charges.

Paramètres	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
a'(kgO ₂ kgDBO ₅ ⁻¹)	0.52	0.57	0.60	0.64
b'(kgO ₂ kgMVS ⁻¹ j ⁻¹)	0.11	0.08	0.07	0.07

➤ **Systèmes d'aération**

Les systèmes d'aération équipant un bassin d'épuration biologique ont un double but :

- ✓ apporter aux micro-organismes aérobies l'oxygène, généralement emprunté à l'air, dont ils ont besoin ;

✓ provoquer une homogénéisation et un brassage suffisants de façon à assurer un contact renouvelé entre le milieu vivant, les éléments polluants et l'eau ainsi oxygénée.

Ces systèmes sont constitués le plus souvent d'un appareil ou d'un ensemble d'appareils placés dans un bassin de volume et de forme déterminés.

On distingue 4 types d'aérateurs :

- Aérateurs de surface ;
- Aérateurs de fond ;
- Hydro-éjecteurs ;
- Aération par air surpressé.

II .3.1.7 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.

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.

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.

Les ouvrages de forme cylindrique sont préconisés.

Le dimensionnement de leur surface est fonction de la charge hydraulique limite admissible (ou vitesse ascensionnelle) qui elle-même dépend des caractéristiques de la boue.

$$V_a = Q/S$$

Avec :

V_a : vitesse ascensionnelle (en $m^3/m^2.h$)

Q : débit max horaire à l'entrée de la station

S : surface utile (partie cylindrique)

En règle générale, il est recommandé de retenir une vitesse ascensionnelle de $0,6 m^3/m^2.h$ pour dimensionner les décanteurs de petites collectivités (boues activées en aération prolongée).

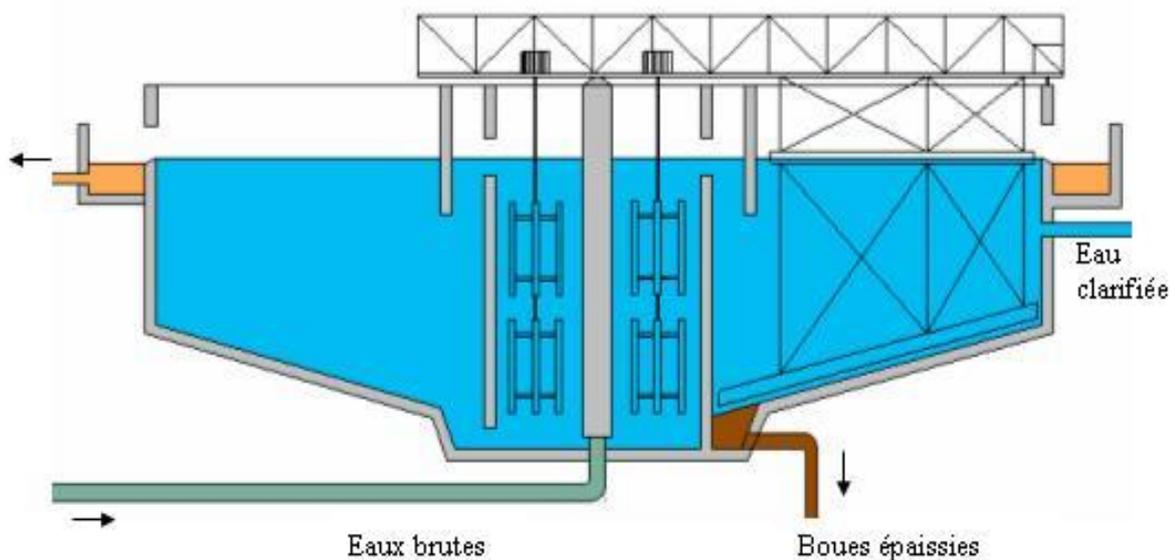


Figure II.7 : Décanteur secondaire (clarificateur).

Le tableau suivant résume les avantages et inconvénients de ce système :

Tableau II.3 : Avantages et inconvénients du procédé d'épuration à boues activées ^[2].

Avantages	Inconvénients
Procédé éprouvé permettant d'obtenir les performances de traitement les plus élevées.	Exploitation rigoureuse (suivi électromécanique)
Procédé adapté aux charges organiques importantes.	Cout d'exploitation élevé en particulier pour les petites installations, annuellement de 4 à 8% du cout d'investissement
Procédé adapté au traitement poussé du phosphore.	Formation du personnel pour l'exploitation
Procédé adapté pour les réseaux séparatifs ou unitaires associés à un bassin d'orage	Production de boues conséquente nécessitant un traitement adapté suivant la capacité des ouvrages
Emprise foncière limitée	Cout énergétique plus élevé que pour une filière rustique

Conclusion

La station d'épuration reste un outil fondamental pour la protection des milieux naturels. La valorisation de l'image de la station passe par un ensemble de dispositions qui sont à prendre en considération dès l'élaboration du projet notamment la connaissance approfondie de la technique d'épuration à utiliser. Le choix du procédé doit également prendre en compte les points suivants :

- ✓ L'importance de la charge polluante à traiter ;
- ✓ La qualité de l'effluent ;
- ✓ Les rendements épuratoires ;
- ✓ La disponibilité du terrain ;
- ✓ La topographie de la région ;
- ✓ Respect des normes de rejet ;
- ✓ Réutilisation des sous-produits de la dite station d'épuration.

Il nous reste la partie du traitement tertiaire et du traitement des boues, qu'on entamera dans les chapitres qui vont suivre.

Chapitre III :
Traitement d'azote et
du phosphore

Introduction

L'eutrophisation est un enrichissement en nutriments (composés azotés et phosphorés utilisés par les végétaux pour leur croissance) conduisant à un développement excessif d'algues et par là même à un déséquilibre de l'écosystème. Cette notion bien que difficilement intégrable à générer des normes plus strictes pour les stations d'épuration en termes de rejet de nutriments vers le milieu récepteur.

Le traitement tertiaire, parfois décrit comme un traitement avancé, est généralement effectué après un traitement biologique suivi d'une étape de séparation « solide-liquide ». Le traitement tertiaire peut être de différente nature, tel que la déphosphatation, la désinfection, la réduction de l'azote ammoniacal ou encore la réduction de l'azote total. Dans ce présent chapitre, nous allons aborder l'ensemble des éléments de ce traitement.

III Traitement tertiaire

III .1 Phosphore

III .1.1 Origine du phosphore

L'origine du phosphore dans les eaux usées est déduite de la connaissance des sources de phosphore naturel et de son utilisation. Elle est multiple et provienne :

- ✓ **Du métabolisme humain:** un homme excrète entre 1 et 2 grammes de P par jour. Il s'agit de l'apport principal en phosphore dans les cours d'eau;
- ✓ **Des produits de lessivage et de nettoyage:** 1 à 2 grammes de P par jour et par habitation (en diminution);
- ✓ **Des rejets industriels:** les effluents d'industries agro-alimentaires, d'abattoirs, de laveries industrielles, d'industries de traitement de surface et d'industries chimiques spécialisées. Ils véhiculent une quantité de composés phosphorés à peu près équivalente à celle des eaux usées domestiques, pour des régions relativement urbanisées ;
- ✓ **Les rejets agricoles ou d'origine naturelle:** sont retenus dans les sols et ne se retrouvent pas dans les eaux usées. Les eaux de surface peuvent éventuellement en contenir en raison de l'érosion et du ruissellement entraînant des particules de sol dans les cours d'eau ^[3].

III .1.2 Formes chimiques du phosphore

Le phosphore des eaux usées, particulaire ou soluble, est essentiellement constitué :

- ✓ **Du phosphore inorganique :** (essentiellement des polyphosphates) et des orthophosphates dont une part provient de l'hydrolyse des premiers;
- ✓ **Du phosphore organique:** phospholipides, esters, polynucléotides, ATP, ADP ...etc.

Les phosphates de sodium et de potassium sont solubles dans l'eau, les phosphates mono calciques et les phosphates de magnésium le sont également, mais dans une moindre mesure.

Les autres phosphates sont insolubles. Le phosphore total est la somme du phosphore inorganique et organique ^[3].

III.1.3 Déphosphatation

Le traitement du phosphore est généralement demandé sur les stations à forte densité d'habitants. Il peut être demandé sur des plus petites stations d'épuration suivant la sensibilité du milieu récepteur.

Cinq types de traitement sont possibles :

- ✓ **le traitement physique** : utilise des filtres ou des membranes afin d'enlever le phosphore ;
- ✓ **le traitement chimique** : il s'agit de réaction des sels formant des précipités insolubles au fond du bassin. D'autres composés chimiques tels que le calcium ou le fer peuvent être utilisés. Cette méthode reste assez coûteuse et peut augmenter légèrement le volume de boue à traiter et la consommation d'oxygène ;
- ✓ **un traitement combinant les méthodes chimiques et physiques** ;
- ✓ **l'EBPR (enhanced biological phosphorous removal)** : qui consiste à l'accumulation de phosphore par des micro-organismes, sous forme de polyphosphate par exemple. L'EBPR est utilisé selon une configuration anaérobie - aérobie, et malgré le fait que ce système soit assez cher à mettre en place, il est favorable à l'environnement et rentable à long terme.
- ✓ **le traitement biologique** : un traitement biologique complété par un traitement physico-chimique est souvent utilisé.

Le phosphore est indispensable aux réactions biologiques liées au traitement de la pollution carbonée et azotée. Il s'agit alors d'assimilation biologique. Cette assimilation correspond à un ratio de 1 g de phosphore pour 100 g de carbone ^[3].

- **En phase anaérobie**

Des bactéries céto-gènes anaérobies facultatives utilisent le carbone organique pour produire de l'acétate. Celui-ci est réutilisé par d'autres bactéries aérobies qui ne peuvent utiliser qu'une gamme de substrats plutôt limitées. Elles stockent celui-ci et l'énergie utilisée pour ce stockage provient de l'hydrolyse du polyphosphate ce qui explique la phase de relargage de phosphate dans le milieu.

- **En phase aérobie**

Ces mêmes bactéries trouvent dans l'oxygène les accepteurs d'électrons nécessaires à leur métabolisme, les stocks engrangés sont utilisés pour leur croissance et la reconstitution de leur réserve en polyphosphate.

Cette réabsorption est plus importante que ce qui avait été relégué en anaérobiose. Ainsi par succession de phases anaérobies - aérobies, on peut obtenir une accumulation progressive du phosphore dans ces micro-organismes jusqu'à des valeurs pouvant atteindre 10 % de leur poids sec.

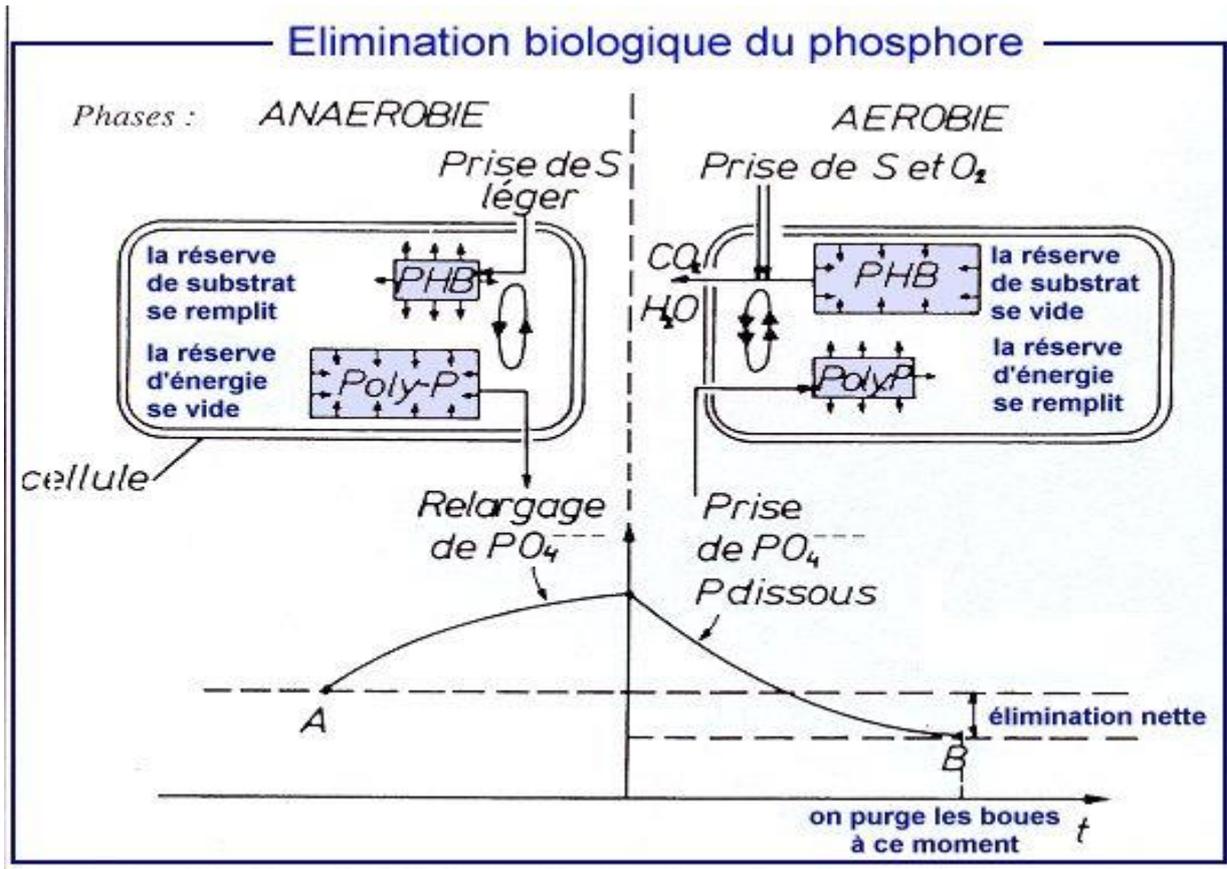


Figure III.1: Elimination biologique du phosphore.

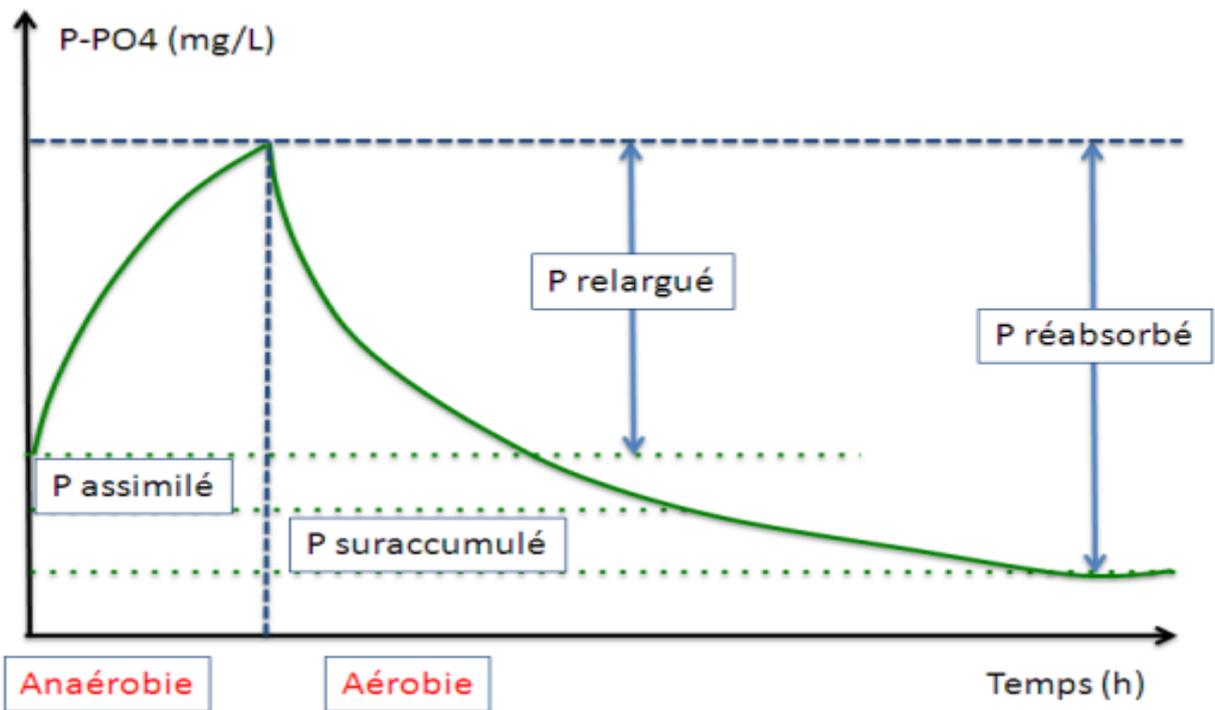


Figure III.2 : Assimilation biologique du phosphore.

Ce traitement est généralement insuffisant pour atteindre les niveaux de rejet exigés en sortie de station. Dans ce cas, on doit le compléter par un traitement physico-chimique. Ce traitement physico-chimique est obtenu par précipitation du phosphore avec des sels métalliques (chlorure ferrique) ^[3];

- réaction du chlorure ferrique avec le phosphore :



III .2 Aazote

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 (NH_4^+)), dit aussi azote total Kjeldahl ;
- ✓ Forme oxydée (azote nitreux NO_2^- et azote nitrique NO_3^-).

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 ^[4].

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) par le bassin d'anoxie.

III .2.1 Elimination de la pollution azotée

On distingue :

- **Elimination physique** : (lorsqu'il est lié aux matières en suspension) se fait par décantation primaire est comprise entre 5 et 10 % de l'azote total reçu par temps sec ;
- **Elimination physico-chimique** : (stripping sous forme de gaz ammoniac lorsque le pH est basique, oxydations et réductions chimiques), celle-ci n'a pas donné lieu pour des raisons économiques, à des applications industrielles du fait de la nature essentiellement soluble de l'azote des eaux urbaines et de leur faible concentration ;
- **Elimination biologique avec bassin d'anoxie en tête** : (incorporation aux bactéries produites, transformation en nitrates puis en azote gazeux lors des processus de nitrification-dénitrification) L'azote contenu dans les eaux urbaines s'élimine par voie biologique simultanément à la pollution carbonée à condition que les paramètres de dimensionnement des ouvrages soient définis en conséquence ^[4].

Les processus d'élimination de l'azote dans une station d'épuration biologique à boues activées sont :

a. Ammonification

C'est la transformation de l'azote organique en azote ammoniacal. La vitesse d'ammonification dépend essentiellement de la concentration en azote ammoniacal.

Dans la grande majorité des cas, compte tenu de la nature de l'azote organique et des paramètres de fonctionnement des stations et plus particulièrement du temps de séjour de l'eau dans les ouvrages, la plus grande partie de l'azote organique sera ammonifiée. On peut résumer les étapes de transformation de l'azote organique en azote ammoniacal comme suit :



b. Assimilation

C'est l'utilisation d'une partie de l'azote ammoniacal et éventuellement organique pour la synthèse bactérienne. L'assimilation peut jouer un rôle important pour l'élimination de l'azote dans certains effluents industriels. Mais dans bien des cas, l'assimilation ne suffit pas à elle seule à éliminer l'azote, car les quantités présentes dans les effluents à traiter sont bien supérieures à ce qui peut être assimilé par la synthèse.

c. Nitrification

La nitrification consiste en l'oxydation de l'azote organique sous forme d'ammoniac (NH_4^+) en nitrite (NO_2^-) puis en nitrate (NO_3^-) par l'intermédiaire de micro-organismes autotrophes et en phase aérobie :



La nitrification dépend de plusieurs facteurs, dont les principaux sont :

- **la charge massique** : le développement des bactéries autotrophes est plus lent que celui des bactéries hétérotrophes. Ainsi, pour assurer une nitrification importante, il faut favoriser l'accroissement de la biomasse nitrifiante. Cela se traduit par une faible charge massique, ou un âge de boues important, les deux paramètres étant inversement proportionnels ;
- **la concentration en oxygène dissous (influence forte)** : le rendement augmente avec le taux d'oxygène dissous dans l'eau, et l'on considère généralement qu'une concentration d'au moins 2 mg O_2/l est souhaitable ;
- **la température** : le développement optimal des bactéries se situe autour de 30°C, et une baisse de la température implique un temps de résidence plus long pour obtenir un même taux de nitrification. Nitrobacter serait plus sensible que Nitrosomonas à des fluctuations de température ;
- **le pH** : en dehors de la gamme 6,0 à 9,6, le procédé de nitrification est totalement inhibé, mais il semble délicat de définir la gamme optimale de pH : certains donnent 8,0 à 9,0, d'autres 7,5 à 8,5, ou encore 7,2 à 9,0. En outre, le procédé consommant de l'alcalinité, le pH a tendance à diminuer. La solution consiste alors à stripper le CO_2 afin de limiter l'acidification du milieu ;

- **le phosphore** : les concentrations nécessaires varient beaucoup selon les auteurs, mais une concentration minimum de 0,5 mg/l ne serait pas limitante.

d. Dénitrification

C'est la transformation à l'interface eau-sédiment de l'azote nitrique $N-NO_3^-$ en azote moléculaire N_2 par l'intermédiaire des bactéries anaérobies facultatives.

La réduction se produit selon différentes réactions que l'on peut schématiser comme suit : $NO_3^- \rightarrow NO_2^- \rightarrow NO \rightarrow N_2O \rightarrow N_2$

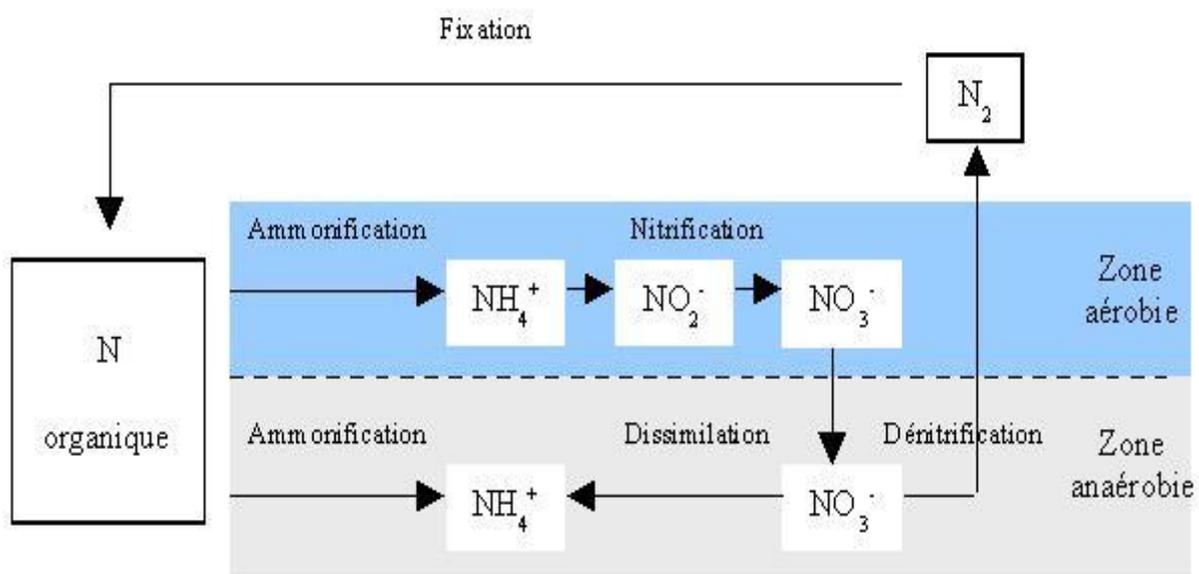


Figure III.3 : Elimination d'azote.

Les principaux facteurs influençant la dénitrification sont :

- le substrat : la concentration en carbone est un facteur limitant dans la mesure où un apport insuffisant entraîne une dénitrification incomplète. En outre, la qualité de l'apport carboné est primordiale car il s'est avéré que les composés à un seul carbone constituent les substrats idéaux. En terme de quantité, le procédé est ralenti si le rapport $DBO_5/N_{a \text{ dénitrifier}}$ devient inférieur à 2 ; l'USEPA (agence environnementale américaine) préconise même une valeur minimale de 3. Idéalement, ce rapport est de 10 ;
- la concentration en oxygène dissous : de façon générale, l'oxygène inhibe la synthèse des enzymes nécessaires à la dénitrification. Il faut donc une absence totale d'oxygène. Cependant, s'il y a eu des conditions anoxiques favorisant cette synthèse enzymatique, l'apparition de conditions légèrement aérobies ne remet pas en cause la dénitrification ;

III .3 Désinfection

La désinfection des eaux usées vise l'inactivation ou la destruction des micro-organismes pathogènes présents dans les eaux usées. Pour que la désinfection soit efficace, les eaux usées doivent préalablement subir un traitement approprié. Le choix d'un moyen de désinfection doit se faire en considérant des contraintes techniques, économiques et environnementales. En ce sens, le mode de désinfection idéal est celui qui regroupe notamment les caractéristiques suivantes :

- ✓ efficacité pour la plupart des micro-organismes pathogènes (bactéries, virus et parasites) sous différentes conditions;
- ✓ absence de sous-produits indésirables formés à la suite de son utilisation;
- ✓ produit sécuritaire pour les humains et la vie aquatique;
- ✓ facilité d'utilisation;
- ✓ coûts d'investissement et d'exploitation économiquement viables.

Les moyens de désinfection les plus couramment utilisés dans le monde demeurent la chloration, la chloration-déchloration, le rayonnement ultraviolet et le lagunage. L'ozonation est peu répandue mais elle connaît un certain essor en raison de son efficacité microbienne et de certains autres bénéfices environnementaux (dont la réduction des concentrations de substances émergentes).

III .3.1 Différentes techniques de désinfection

➤ Chlore

Il est particulièrement efficace pour détruire les bactéries, mais moins efficace contre les virus. Economiquement c'est les procédés le plus avantageux.

Sur le plan sécurité, il nécessite d'importantes mesures de protection pour le personnel de la station d'épuration et constitue un risque pour la sécurité publique lors du transport.

Enfin, au plan environnemental, le chlore peut avoir un impact significatif sur la vie aquatique à cause de la toxicité, du chlore résiduel.

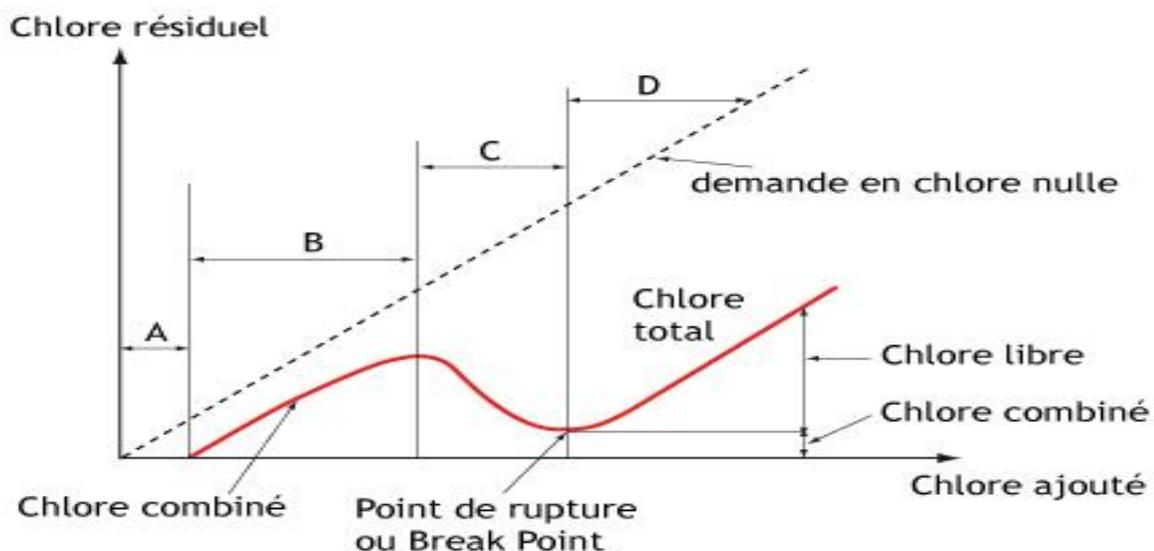


Figure III.4 : Test du break point (dose optimale du chlore).

Interprétation du graphe :

La méthode dite du "break-point" (point d'inversion ou point de rupture) permet d'ajuster la quantité de chlore nécessaire et d'éviter la formation de chloramines (odorantes, mais peu désinfectantes). Pour connaître la dose de chlore à injecter, il faut introduire dans différents récipients remplis d'une même quantité d'eau, une dose croissante de chlore. La mesure du chlore résiduel (chlore total) après environ 30 minutes donne la courbe d'absorption du chlore avec :

- **A** : destruction du chlore par les composés minéraux (fer, manganèse...);
- **B** : formation de composés chlorés organiques et de chloramines, réduction des monochloramines et des dichloramines, formation des trichloramines;
- **C** : destruction des chloramines par ajout de chlore supplémentaire; Point de rupture (break-point) : les mono-, di et trichloramines ont pratiquement disparu;
- **D** : production de chlore actif. Tout le chlore ajouté sera sous forme d'acide hypochloreux (HClO), mais il reste du chlore combiné (trichloramines et autres sous-produits de désinfection). Les trichloramines ont un très léger effet désinfectant, mais ils donnent un goût de chlore à l'eau.

➤ Chloration-déchloration

La déchloration permet d'éliminer la toxicité qui est associée au chlore. 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 procédé est moins dommageable que la simple chloration mais il ne permet pas d'empêcher la formation de sous-produits et les problèmes associés.

• Principe de fonctionnement :

La chloration a lieu dans de gigantesques cuves compartimentées afin de forcer le contact eau-chlore, pendant 2 heures puis l'eau est déchlorée par adjonction d'anhydride sulfureux afin d'éliminer le désagréable goût de chlore.

L'eau désinfectée est soumise à une forte chloration afin, d'une part, de satisfaire la demande chimique immédiate en chlore de l'eau et, d'autre part, de finir d'éliminer l'ammoniac par temps froid.

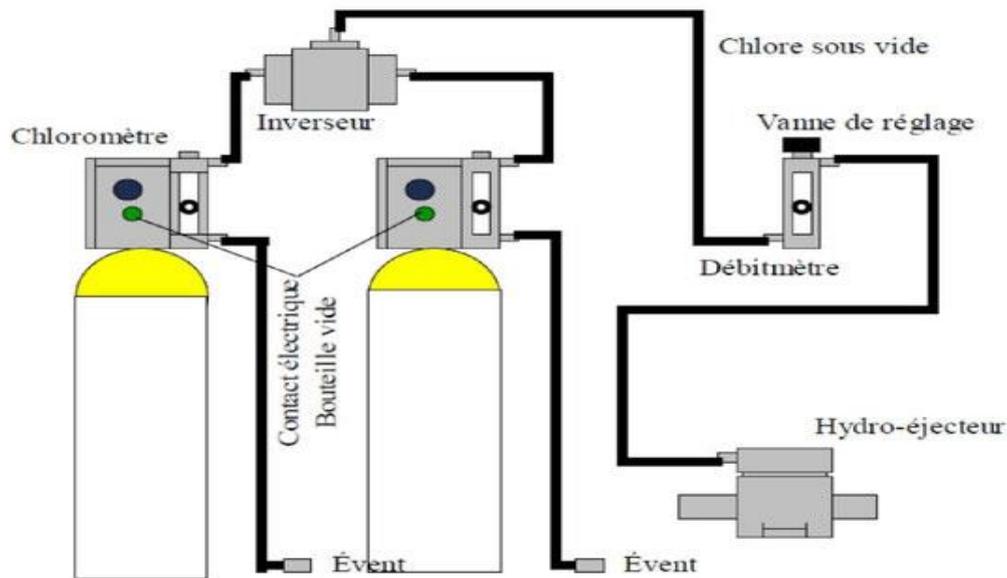


Figure III.5 : Poste de chloration.

➤ Rayonnement ultraviolet

Ce mode de désinfection des eaux usées consiste à faire passer les eaux dans un canal ouvert muni de lampes à rayons ultraviolets (UV). Il s'agit d'une technologie qui a connu un essor important au cours des dernières décennies et qui est maintenant très répandue dans le monde. Dans des milliers de stations d'épuration, notamment aux États-Unis, les unités de chloration ont été remplacées par des lampes UV.

Les principaux avantages de cette technologie sont l'absence de formation de produits secondaires indésirables, son opération simple et sécuritaire de même que son efficacité désinfectante, en particulier pour les virus. Toutefois, le rendement de cette technologie diminue avec une baisse de la transmission des eaux.

Sur le plan économique, les coûts se situent dans une gamme comparable aux systèmes de chloration-déchloration. Le rayonnement ultraviolet n'a pas d'impact notable sur l'environnement, car il ne nécessite aucun ajout de produit chimique et ne forme pas de sous-produits.

Le rayonnement ultraviolet est donc un moyen de désinfection très intéressant. En comparaison à la chloration-déchloration (coûts comparables), le rayonnement ultraviolet est relativement plus efficace pour inactiver les virus, plus sécuritaire pour le personnel de la station d'épuration, de même que pour le public (aucun transport de produits chimiques) et moins dommageable pour l'environnement.

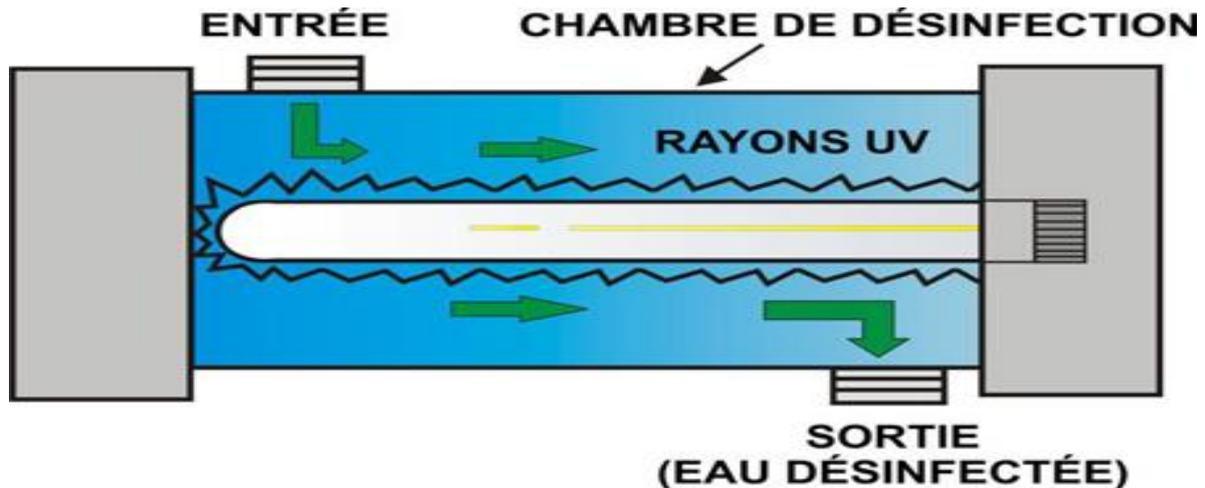


Figure III.6 : lampe à rayons ultraviolets.

➤ Lagunage

Le traitement des eaux usées par lagunage (étangs aérés et non aérés) se caractérise notamment par sa grande simplicité et son grand pouvoir tampon au regard des variations de charges organiques et hydrauliques. Le lagunage n'est pas en soi une méthode de désinfection, mais les micro-organismes entériques humains y survivent difficilement.

Une étude de l'INRS-Institut Armand-Frappier, sur l'enlèvement des micro-organismes pathogènes par les stations d'épuration, a permis de noter que les étangs aérés effectuaient un très bon abattement des micro-organismes suivis en été. L'efficacité microbiologique des étangs aérés dépend notamment du temps de rétention et du nombre de cellules. Ainsi, plus le temps de rétention dans les étangs est long et plus le nombre de cellules est grand, plus l'élimination des micro-organismes est importante. Par contre, en hiver, l'abattement des micro-organismes y est grandement réduit (notamment au niveau des virus) en raison de la réduction de l'activité biologique et de la luminosité.

Lorsqu'il peut être envisagé comme traitement principal des eaux usées, le lagunage constitue donc un mode de traitement avantageux et efficace à divers points de vue. En effet, les coûts d'investissement et d'exploitation sont relativement faibles, les risques pour la sécurité du personnel et du public sont minimaux et le temps de rétention prévu pour le traitement principal est souvent suffisant. Au besoin, une plus grande réduction des micro-organismes peut être obtenue en augmentant le volume des étangs et ainsi le temps de rétention.

Parmi les principaux désavantages du lagunage, mentionnons son efficacité microbiologique moindre en hiver, les grandes superficies qu'il nécessite, les coûts élevés en énergie liés à l'aération et ses concentrations, parfois problématiques, en azote ammoniacal.

➤ Ozonation

L'ozone est un gaz instable que l'on doit générer sur place, dans les stations d'épuration, au moyen d'une décharge électrique produite dans de l'air ou dans de l'oxygène. L'opération consiste à transformer l'oxygène sous forme « O_2 » en oxygène sous forme « O_3 ».

Parmi les avantages de l'ozone, citons son action très rapide et efficace sur les bactéries et les virus, ainsi que sa faible propension à générer des produits secondaires indésirables. L'ozonation ne nécessite aucun transport de produits chimiques et elle est plus sécuritaire pour le personnel de la station d'épuration que la chloration.

Sur le plan environnemental, l'ozonation des eaux usées constitue une solution avantageuse, car la matière organique est oxydée à l'oxygène plutôt qu'au chlore, ce qui prévient ainsi la formation de produits organochlorés. Aussi, même si l'ozone résiduel est très toxique pour la vie aquatique, il est rarement trouvé en quantité significative après la désinfection des eaux usées en raison de sa réaction rapide avec les différentes substances contenues dans les eaux. De plus, des essais pilotes effectués à la station d'épuration de Montréal suggèrent que l'ozonation offre de nombreux bénéfices environnementaux (dont l'absence de toxicité pour la truite mouchetée, la réduction de la génotoxicité de l'effluent et la réduction significative des concentrations de produits pharmaceutiques, cosmétiques et d'agents tensioactifs).

Les désavantages de l'ozonation des eaux usées sont essentiellement d'ordre économique, puisqu'elle entraîne des coûts élevés d'investissement et d'exploitation. De plus, comme l'ozonation est susceptible de former des bromates (un sous-produit classé cancérigène), un suivi régulier de ce contaminant est nécessaire.

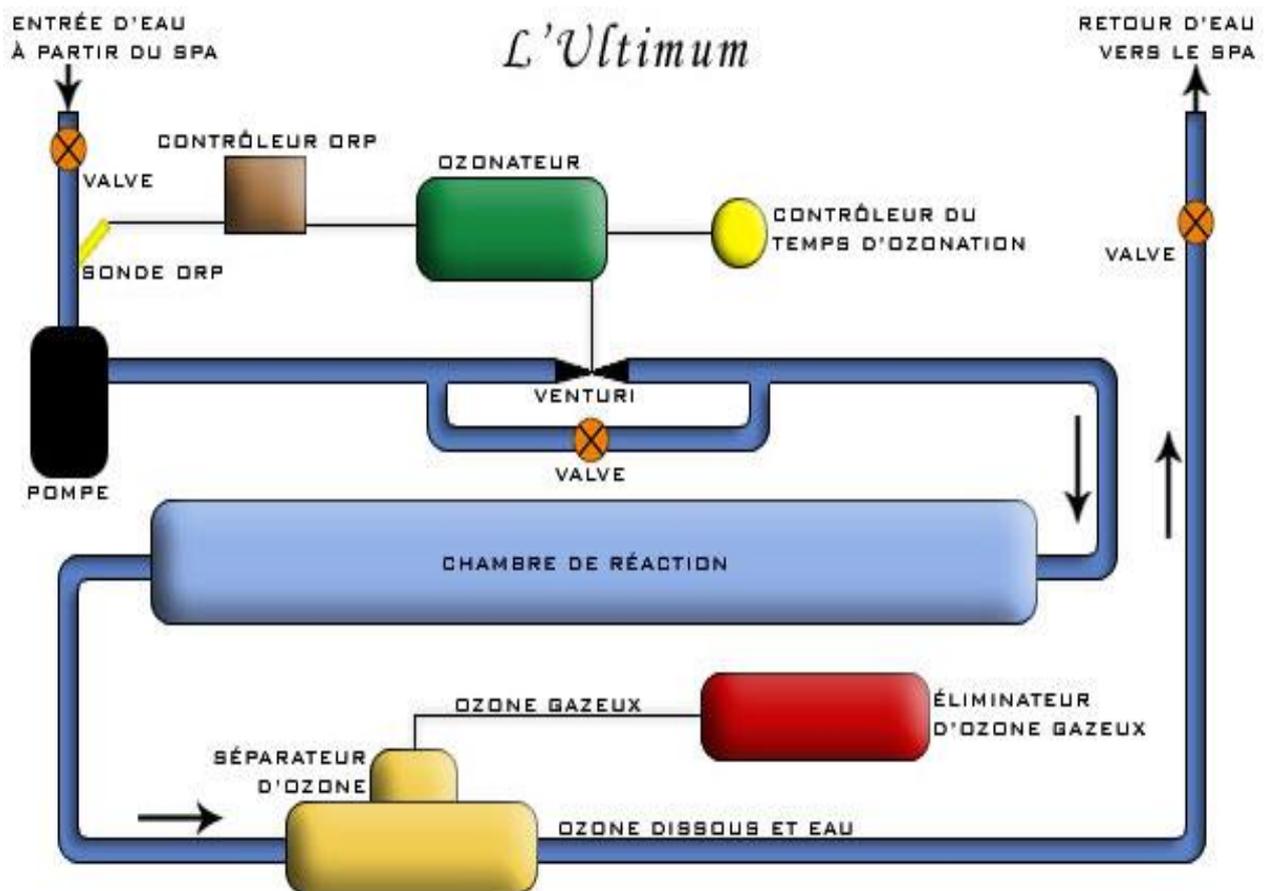


Figure III.7 : Désinfection par l'ozone (O_3).

➤ Filtration

Les filtres à sable ou à gravier sont utilisés depuis longtemps pour le traitement des eaux usées domestiques. Ils sont considérés comme faisant partie des technologies conventionnelles déjà éprouvées. Les installations sont construites sur place et à simple exploitation. Toutefois, les systèmes de filtration granulaire ne sont pas réputés efficaces pour la réduction des virus.

La filtration sur membranes (diamètre nominal de 0,01 et 0,1 μm) d'un effluent d'un réacteur biologique offre un abattement significatif des bactéries. Un réacteur biologique membranaire peut entraîner un abattement important des virus. Par contre, l'abattement des virus est supérieur avec des membranes de nanofiltration ou d'osmose d'une porosité nominale inférieure à 0,001 μm .

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini l'ensemble des étapes du traitement tertiaire notamment celui d'azote, du phosphore et la désinfection. Il constitue un facteur important vis-à-vis de la qualité de l'eau épurée. Son installation reste à déterminer selon la charge de ces nutriments ainsi que la destination de l'eau épurée à la sortie de la station d'épuration.

Chapitre IV :

Traitement des boues

Introduction

La maîtrise et la valorisation des boues d'épuration sont devenues une priorité pour l'avenir, face à l'expansion des zones urbaines, à la multiplicité des sites de dépollution, et à la législation toujours plus contraignante. Les boues ainsi issues des différentes étapes de traitement des eaux, ont vu leur volume considérablement augmenter ces dernières années. Les filières de traitement des boues se sont ainsi développées et améliorées en parallèle des sites de dépollution des eaux.

La destination finale des boues conditionne le choix de traitement. Ces filières ont pour objectifs principaux, de produire une boue de meilleure qualité en moindre quantité et sans risques pour l'environnement.

Remarque :

- 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, vitesse de décantation ralentie et 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.1 Origine et caractéristiques des boues

IV.1.1 Origine des boues résiduelles

Selon leur origine, Les boues urbaines sont composées principalement d'éléments fertilisants, notamment en phosphore et en azote. On rencontre différents types de boues à traiter suivant le traitement des eaux mis en place sur la station d'épuration ^[1]:

✓ **Les boues primaires** : elles sont riches en matières minérales et contiennent des matières organiques susceptibles d'évolution. Elles présentent des concentrations élevées. Elles sont obtenues dans les décanteurs digesteurs ou dans les décanteurs primaires des stations d'épuration par boues activées.

✓ **Les boues secondaires** : sont issues du traitement biologique (boues activées, lit bactérien, disques biologiques,...). Elles sont constituées essentiellement de corps bactériens.

✓ **Les boues mixtes** : dans le cas où il existe des boues primaires et des boues secondaires, elles forment des boues "mixtes". Ce sont des boues fraîches qui vont subir un traitement de stabilisation biologique.

✓ **Les boues physico-chimiques** : elles sont formées par l'agglomération des matières organiques particulières ou colloïdales contenues dans les eaux usées. Cette agglomération est obtenue grâce à l'addition d'un réactif coagulant, tel les sels de fer ou le sulfate d'alumine. 90% des MES peuvent ainsi être captées. Séparées par décantation, les boues obtenues renferment une part importante de sels minéraux issus des eaux brutes et de l'agent coagulant.

IV.1.2 Caractéristiques d'une boue

a. Taux de Matières Volatiles Sèches

Les matières sèches (MS) sont composées de matières minérales (MM) et de matières organiques appelées matières volatiles sèches (MVS). La concentration des MVS est généralement exprimée en pourcentage par rapport aux MS : on parle de taux de MVS.

Le contrôle de ce paramètre permet de suivre la stabilité de la boue.

b. Siccité d'une boue

La boue est essentiellement constituée d'eau et de matières sèches (MS). Le pourcentage d'eau représente l'humidité ; le pourcentage de matières sèches la siccité. Ainsi une boue à 10 % de siccité présente une humidité de 90 %.

c. Consistance de la boue

La consistance de la boue est un critère essentiel pour le stockage, l'homogénéisation, la manutention, l'enfouissement, etc. La consistance de la boue est liée à son état physique. Quatre états physiques sont généralement définis en tenant compte de la siccité :

Tableau VI.1 : Pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues.

Etat physique des boues	Le pourcentage de siccité
Boue liquide	0 à 10 %
Boue pâteuse	12 à 25 %
Boue solide	supérieure à 25 %
Boue sèche	supérieure à 85 %

IV.2 Traitement des boues

❖ Méthodes de traitement des boues

Ce traitement des boues est défini comme un ensemble d'opération visant à modifier les caractéristiques de ces boues afin de rendre leur destination fiable et sans nuisances.

Le traitement des boues se fait à travers les filières suivantes :

- ✓ L'épaississement ;
- ✓ La stabilisation ;
- ✓ Le conditionnement ;
- ✓ La déshydratation.

IV.2.1 Epaississement des boues

L'épaississement consiste à séparer par gravité (décantation) ou par flottation, l'eau interstitielle des particules de boues. L'épaississement permet d'augmenter le temps de séjour des boues dans le digesteur, en raison de la réduction de volume qu'il occasionne.

Il présente divers avantages ^[1]:

- ✓ Amélioration du taux de réduction des matières organiques.
- ✓ Amélioration des rendements des dispositifs de déshydratation et de séchage.
- ✓ Soulage les décanteurs primaires et évite tout risque de fermentation des boues.

On distingue principalement deux types d'épaississements:

- Epaississement dynamique ;
- Epaississement par gravitation.

IV.2.1.1 Epaississement dynamique

➤ Flottation

S'adapte bien aux boues biologiques, la flottation a l'avantage d'être un procédé rapide par rapport à la décantation et réalisée dans des installations compactes surtout avec les matières en suspension (MES) de faible décantation (siccité de 3,5-5%). Le procédé est basé sur une séparation de phases provoquée par une remontée à la surface des boues sous l'effet de la pression de fines bulles d'air. Ce procédé est donc réservé principalement aux grandes stations.

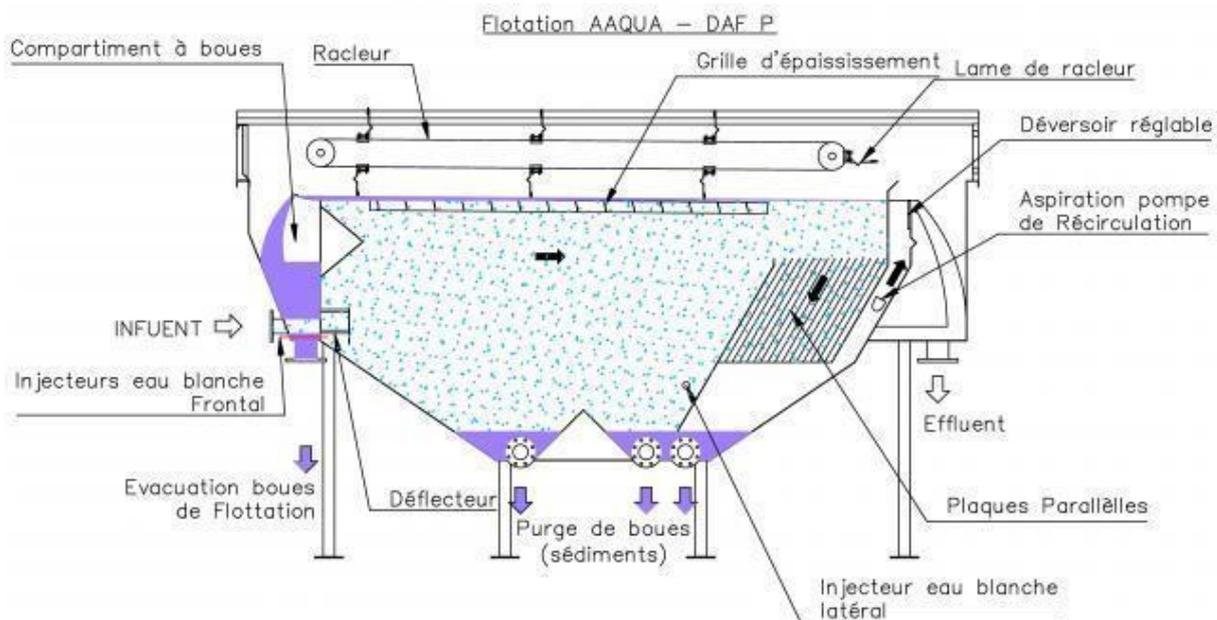


Figure IV.1: Flottation.

➤ La Centrifugation

Cette technique consiste en une séparation, sous l'effet de la force centrifuge, des phases liquide et solide en ajoutant aux boues un polymère en faible dose, permettant d'obtenir un bon compactage (siccité de 4-6%). Il s'agit d'un procédé rapide et très sensible à la qualité des boues.

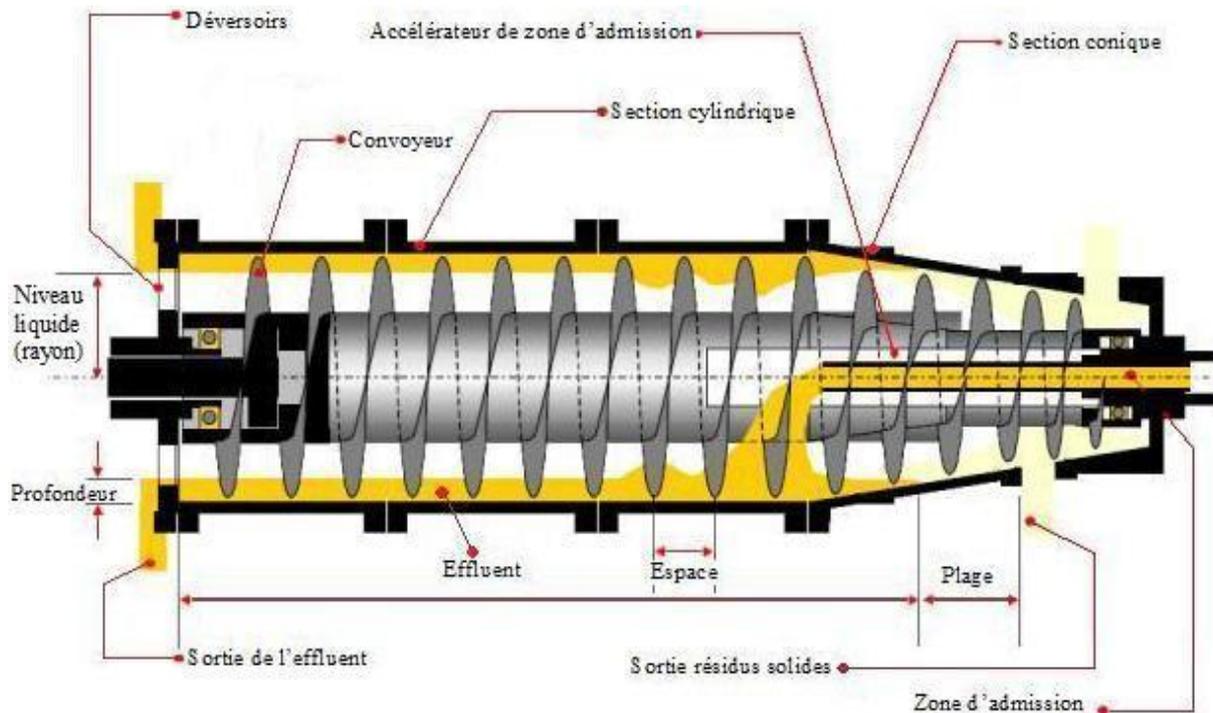


Figure IV.2 : Centrifugation.

➤ Drainage

La boue, préalablement floculée par traitement physico-chimique, est épanchée sur un support filtrant qui est raclé en permanence par des lames en caoutchouc. Il existe des technologies variées. Les tables, grilles et tambours d'égouttage sont des techniques simples, efficaces et financièrement abordables alors que les bennes filtrantes, bien adaptées aux petites stations et de fonctionnement très simple, ont des coûts plus élevés et nécessitent une assistance technique importante.

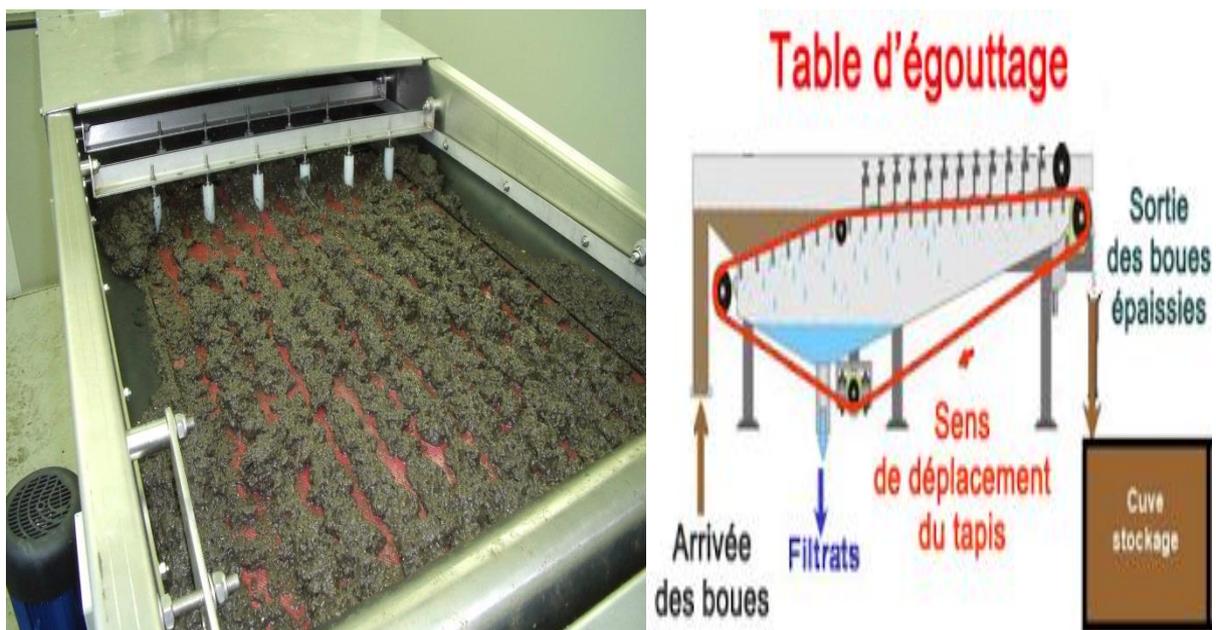


Figure IV.3 : Table d'égouttage.

IV.2.1.2 Epaissement gravitaire

Cette technique est très répandue dans les grandes stations. Une hauteur de 3,5 à 4 m est préconisée pour le bassin de décantation, en tenant compte du volume de stockage, afin de faciliter le tassement de la boue. La siccité des boues à la sortie de ce procédé varie de 2 à 10% selon la nature des boues traitées.

Ce procédé est peu coûteux et exploitation simple mais de faible performance sur les boues biologiques (boues très fermentescibles) avec une siccité de 1,5-2,5%. De plus, la mise en place de l'ouvrage nécessite une surface et un volume très importants. Le temps de séjour des boues dans l'épaississeur est environ 48h. La performance est variable selon la nature des boues.

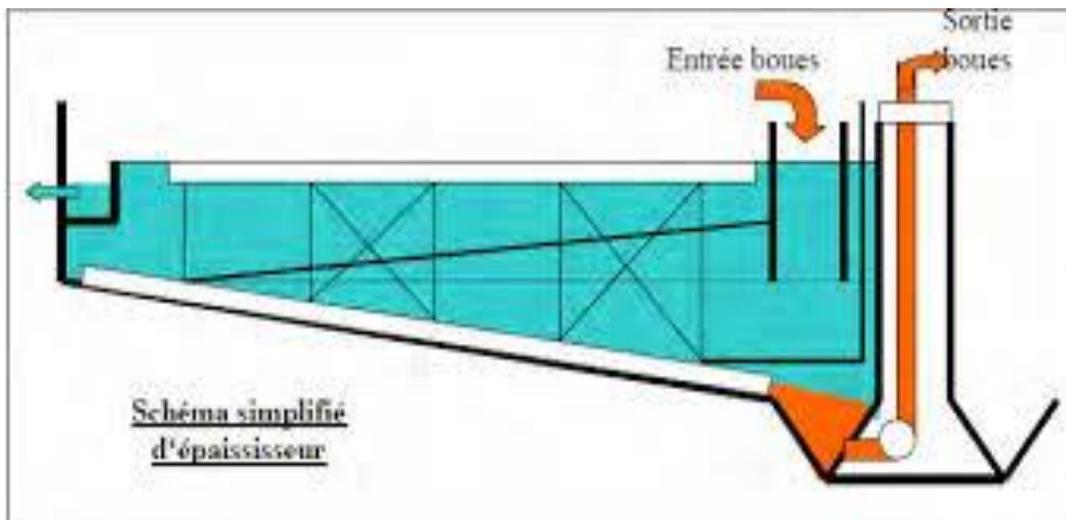


Figure IV.4: Epaissement statique gravitaire.

IV.2.2 Stabilisation

Mise en œuvre sur des boues riches en matière biodégradable. La stabilisation des boues vise donc à réduire le taux de matière organique de manière à assurer la réduction du caractère fermentescible des boues organiques, pour éviter les nuisances, notamment l'émission de mauvaises odeurs lors de leur stockage et de leur traitement de déshydratation.

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

Les boues produites à l'état liquide peuvent être stabilisées par des procédés de traitement chimiques ou biologiques (aérobie ou anaérobie) ^[1].

IV.2.2.1 Stabilisation chimique :

Le pouvoir fermentescible d'une boue peut être réduit par adjonction de réactifs chimiques. Cet apport de réactifs ne modifie pas la quantité de matières organiques biodégradables mais agit essentiellement par son action bactéricide. La chaux, du fait de son coût réduit et de son alcalinité, est le réactif le plus utilisé.

IV.2.2.2 Stabilisation biologique :

Dans les bassins d'aération se fait par voie aérobie et dans des digesteurs avec production d'un biogaz riche en méthane par voie anaérobie :

➤ **Stabilisation aérobie :**

Consiste à aérer les boues, non nourries dans des ouvrages semblables aux bassins d'aération, pendant une période prolongée qui provoque le développement micro-organismes aérobies conduisant à leur propre auto oxydation avec un taux de réduction des matières organiques est fonction

- ✓ de la durée de stabilisation,
- ✓ de la charge volumique,
- ✓ de la température,
- ✓ de la nature de la boue.

➤ **Stabilisation anaérobie :**

Dans ce procédé, la dégradation des matières organiques est réalisée par des bactéries anaérobies. La digestion anaérobie est donc une fermentation en absence d'oxygène qui permet de stabiliser les matières organiques en les transformant, le plus souvent, en gaz méthane et en gaz carbonique. On admet que la digestion anaérobie comprend deux phases:

- ✓ une première phase au cours de laquelle, des acides volatils sont formés par des bactéries acidifiantes.
- ✓ une deuxième phase qui est une phase de gazéification réalisée par des bactéries méthanogènes.

IV.2.3 Le conditionnement

Trois types de conditionnement peuvent être effectués avant la déshydratation :

➤ **Le conditionnement minéral :** avec utilisation de chaux et d'un coagulant (chlore ou sulfate ferrique). Il permet une forte augmentation de la siccité et une stabilisation des boues.

➤ **Le conditionnement hydraulique au polymère :** il peut être réalisé après un ajout de coagulant éventuel.

➤ **Le conditionnement thermique :** qui permet de dépasser 50% de siccité. Il est employé avec des boues digérées sur de grosses installations.

IV.2.4 Déshydratation des boues

La déshydratation constitue la seconde étape de réduction du volume des boues sur les boues épaissies, stabilisées ou non, afin d'obtenir une siccité des boues plus poussée (en moyenne comprise entre 20 et 30 % selon la nature des boues). La déshydratation représente plusieurs avantages : elle facilite le stockage et réduit donc le coût du transport, elle améliore la stabilisation (temps de séjour augmenté) et facilite une utilisation en agriculture ^[1].

La déshydratation des boues est réalisée de deux manières :

- ✓ par des procédés naturels
- ✓ par des procédés mécaniques.

IV.2.4.1 Déshydratations naturelle (séchage)

Le séchage est une opération unitaire du traitement des boues consistant à évaporer de l'eau libre et liée. Plusieurs techniques de séchage sont envisageables :

a. Lit de séchage

Le principe du lit de séchage est d'épandre des boues liquides sur une grande surface avec un lit constitué de graviers et de sable. Il se pratique soit à l'air libre soit en bâtiment fermé avec une ventilation mécanique. Cette technique représente l'inconvénient d'être tributaire du climat, les temps de séchage sont relativement longs et les coûts de main d'œuvre élevés. Elle ne peut s'adapter qu'aux grandes stations en raison des surfaces nécessaires. Il existe plusieurs types ^[1]:

- Séchage solaire ;
- Lit de sable ;
- Lagune de séchage ;
- Lit planté des macrophytes.

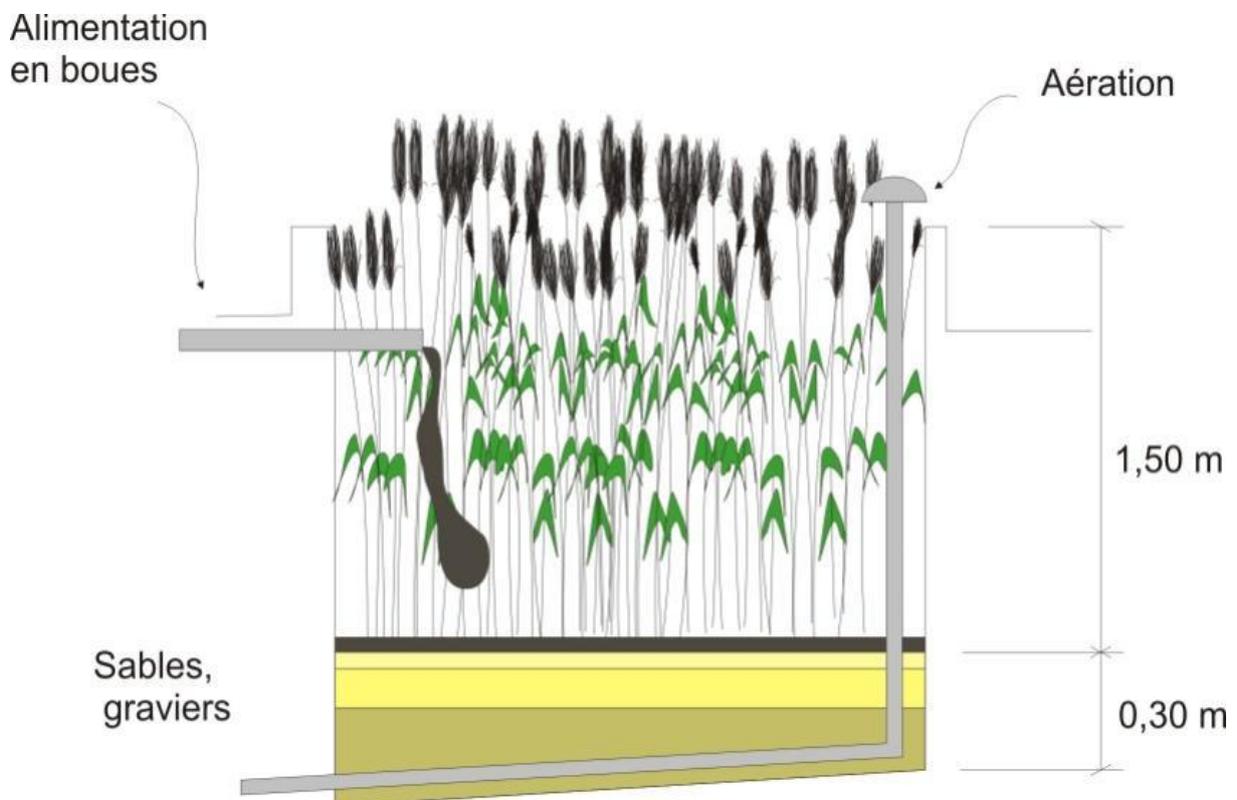


Figure IV.5: Schéma de la composition principale du lit de sable.

b. Séchage thermique

Ce type de séchage repose sur deux méthodes :

➤ **Le séchage direct** : c'est-à-dire que les boues sont au contact de la source chaude et que l'air est injecté directement pour permettre leur combustion. Il nécessite ensuite un traitement spécifique de cet air, chargé en polluants de toutes sortes. Les sécheurs directs ne peuvent généralement pas produire des boues de siccité supérieure à 70 % à cause de risques d'inflammation ou d'explosion.

➤ **Le séchage indirect** : qui est un séchage total. Les boues sont chauffées par un fluide caloporteur circulant dans des tuyaux parfaitement isolés. Les sécheurs indirects peuvent former, sans aucun danger, des boues de siccité supérieure à 90 % et parfois même à 95 %.

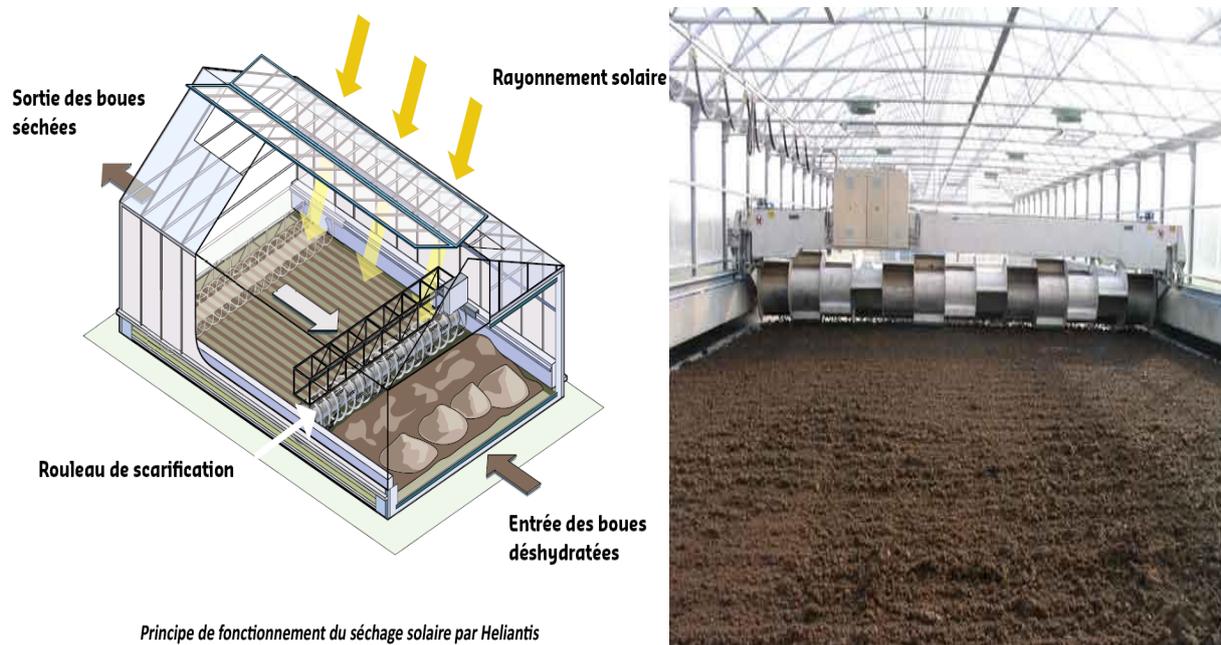


Figure IV.6 : Séchage thermique.

IV.2.4.2 Déshydratations mécanique

Les mécanismes principaux de la déshydratation mécanique sont:

- ✓ la filtration sous vide.
- ✓ la filtration sous pression.
- ✓ les filtres à bande.
- ✓ Centrifugation des boues

➤ Filtration sous vide

La boue préalablement conditionnée alimente en continu une auge dans laquelle est en partie immergé un tambour recouvert d'une toile filtrante. Ce tambour est constitué de compartiments étanches qui seront alternativement soumis à une pression atmosphérique.

La dépression, effective sur les 2/3 de la surface filtrante, permet de constituer un film épais de boue sur la toile lors de l'immersion du tambour, puis l'essorage du gâteau après son émergence. Le retour à la pression atmosphérique correspond aux phases successives de décharge de la boue déshydratée et de rinçage de la toile par une eau sous pression.

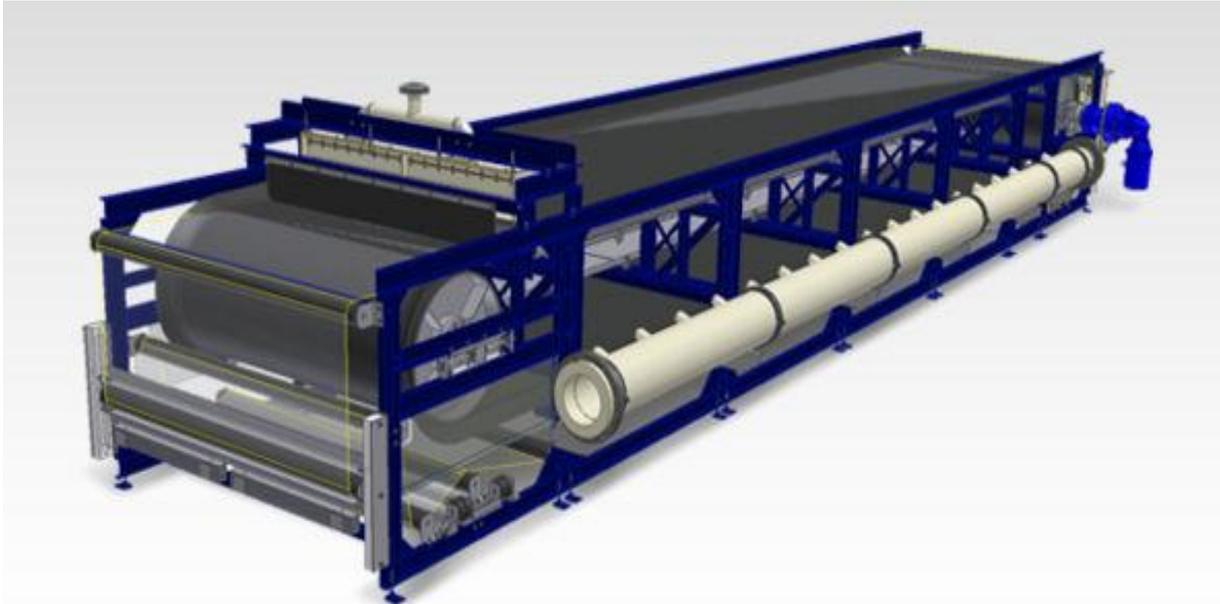


Figure IV.7 : Filtration sous vide.

➤ **Filtres sous pression :**

Cette technique permet d'extraire l'eau libre et l'eau interstitielle contenue dans les boues. Les filtres sous-pression sont moins encombrants que les filtres sous vide. Le grand avantage du filtre-pressé est qu'il est le seul dispositif permettant d'assurer une filtration sous forte pression et d'atteindre des siccités élevées. Les inconvénients sont la discontinuité de l'alimentation qui implique de prévoir un stockage de la matière première, la nécessité d'une main d'œuvre importante pour le nettoyage des plaques et le remplacement des toiles.



Figure IV.8 : Filtres sous-pression.

➤ Filtres à bande

Cette technique consiste à déshydrater les boues entre une bande presse et une bande filtrante. La boue subit trois traitements successifs : floculation, égouttage, et compression. Il s'agit de fabriquer une boue floculée permettant un drainage rapide et une cohésion suffisante pour résister à la compression.

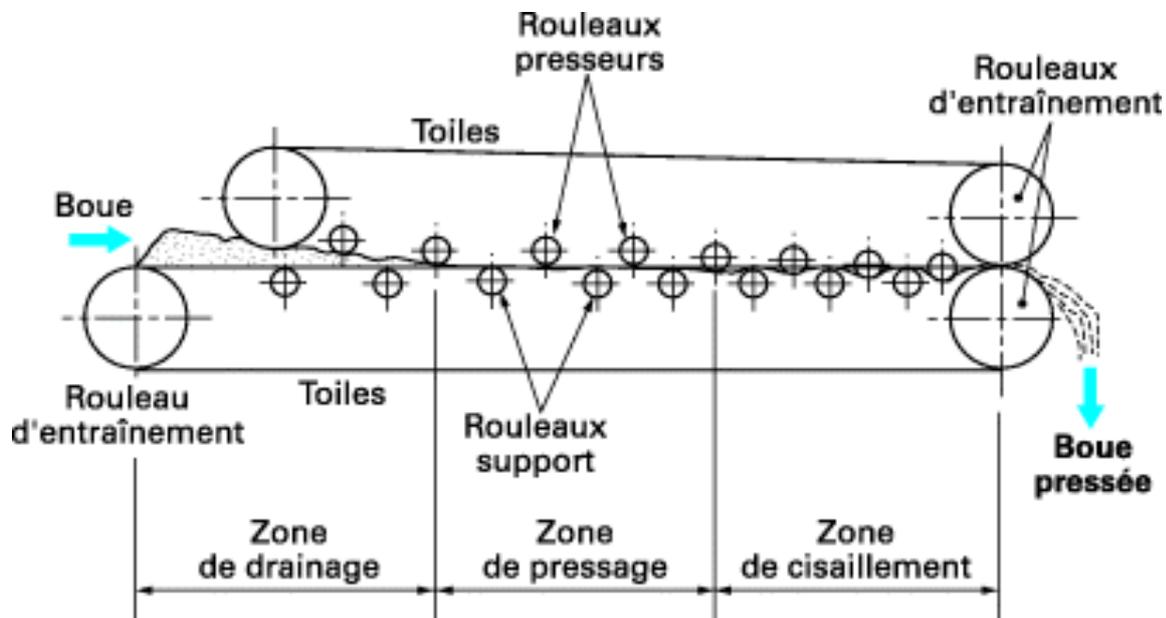


Figure IV.9: Filtres à bande.

➤ Centrifugation des boues

La centrifugation est une technique de séparation des phases liquides - solides dont le principe relève de la loi de la pesanteur et elle est basée sur l'action de la force centrifuge.



Principe de fonctionnement du Dehydris Lime

Figure IV.10: Centrifugation des boues.

IV.3 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 :

Dans ce chapitre, on a procédé à l'étude de la filière de traitement des boues avec l'ensemble des techniques existantes.

Pour le choix de la mieux adapté à notre étude, plusieurs paramètres entrent en jeux, à savoir :

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

Chapitre V :
Présentation de la zone
d'étude

Introduction

Les ressources hydriques subissent des contaminations plus ou moins importantes, directement par les eaux résiduaires déversées dans le milieu naturel ou indirectement par le lessivage ou la percolation à la suite des épandages agricoles, ou par la solubilisation de polluants présents dans des déchets stockés dans de mauvaises conditions. Les eaux de surface peuvent également véhiculer des micro-organismes et des polluants chimiques, d'où la nécessité d'un traitement adapté avant leur utilisation.

C'est pourquoi, la conception d'une station d'épuration des eaux usées au niveau de la commune TIZI GHENIFF est devenue une nécessité pour la préservation de la ressource en eau de la région et protéger l'environnement de divers polluants microbiologiques et chimiques.

Toutefois, le choix du site d'implantation de la future STEP requiert une étude préliminaire portant sur les critères suivants :

- Etude géographique ;
- Etude topographique ;
- Etude géologique ;
- Etude hydrogéologique ;
- Données climatiques ;
- Situation hydraulique et Assainissement ;
- Caractérisation des effluents à traiter ;

Tous ces paramètres cités ci-dessus ont une influence directe ou indirecte sur la conception et le fonctionnement de la station d'épuration.

V. 1 Présentation de la zone d'étude

V.1.1 Situation géographique

La commune TIZI GHENIFF s'étend sur une superficie de 41.07 km² soit 4107 ha avec une population totale estimée à 21473 habitants d'après le recensement de 2008, soit une densité de 522.84 hab/km². Elle est située au sud-ouest de la wilaya de TIZI OUZOU et délimitée par :

- La commune de M'KIRA au nord ;
- La commune de DRAA EL MIZANE à l'est ;
- La wilaya de BOUIRA au sud ;
- La commune CHABET EL AMEUR de la wilaya de BOUMERDES à l'ouest.

La région de TIZI GHENIFF se trouve en longitude 36°35'20.3 "Nord et 3°46'33.69"Est et traversée par la RN68, CW107 et le CW48. L'agglomération est constituée par les habitants du chef-lieu de la commune et de l'ensemble de ces villages. La zone d'étude est caractérisée par son activité agricole et l'élevage du bétail liée à son aspect rural et montagneux.

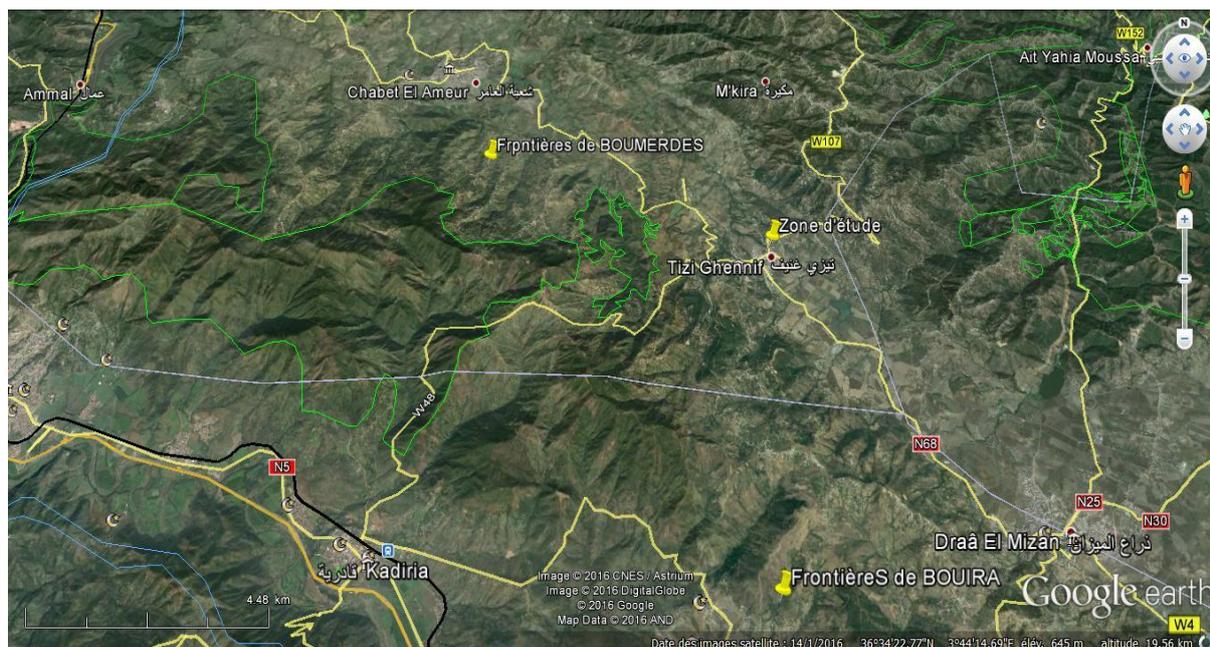


Figure V.1: Situation de la zone d'étude.

V .1.2 Situation géologique

La zone d'étude est caractérisée par des formes non structurables notamment une lithologie tendre marneuse qui englobe la région ce qui lui donne un caractère montagneux avec des pentes variables. Concernant les formations liées à l'action des eaux de ruissellement, on note les ravins en forme V qui dépendent de la formation imperméable marneuse et argileuse ainsi que des vallons en berceau dans la direction sud-est dus à la concentration de ces eaux.

La région est caractérisée par une série de faciès moyennement stables et des bordures des principaux oueds.

V .1.3 Situation hydrogéologique

Un rappel de l'hydrogéologie de la zone concernée, nous permettra de mieux définir les différentes caractéristiques du milieu naturel et les régimes hydro- pluviométriques de la région.

Presque toutes les études réalisées sur la région d'étude aboutissant à la conclusion que les formations géologiques de cette dernière sont généralement peu aquifères et que des quantités plus grandes d'eau souterraines ne peuvent être contenues que dans les dépôts quaternaires ce qui explique la faible exploitation des eaux par forages. Par ailleurs, cette étude a permis de conclure qu'il n'y'a pas de risque de contamination de la nappe aquifère par l'implantation d'une station d'épuration.

V .1.4 Situation topographique

Du point de vue topographique, notre zone d'étude se situe à 50km au sud-ouest de la ville de TIZI OUZZOU à une altitude de 350 m environ, elle traverse des reliefs tabulaires en

plateau, des reliefs ondulés avec des altitudes variables (500 à 850 m), quelques lignes d'eau plus ou moins importantes et oueds notamment oued D'hous avec des altitudes variables de 500 à 700 m.

V.1.5 Site d'implantation de la future STEP

Suite aux différentes études citées ci-dessus, le site pressenti pour l'implantation de la future STEP est situé au sud-est du chef-lieu de la commune TIZI GHENIFF, soit à l'est de la retenue de la région. Il représente une meilleure morphologie avec une superficie d'environ 5ha. Le site est très proche de la RN68, ce qui permettra l'acheminement des équipements nécessaires vers le STEP. Aussi, l'étude topographique, réalisée a permis de conclure que le site choisi favorise le système gravitaire entre les bassins à l'entrée et à la sortie de la station en possédant une règle de pente.



Figure V.2: Site d'implantation de la future STEP de TIZI GHENIFF.

V.1.6. Données climatiques

La commune de TIZI GHENIFF est caractérisée par un climat méditerranéen, avec des étés chauds et secs (de mai à septembre), et des hivers humides et frais (de septembre à mai).

Dans cette partie, nous étudierons successivement:

- ✓Température de l'air;
- ✓Vent;
- ✓Pluviométrie ;

Pour les besoins de l'étude, nous avons pris les données disponibles de la station climatologique de l'office national de la météorologie (O.N.M), de TIZI GHENIFF.

➤ **Température**

Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont regroupées dans le tableau qui suit :

Tableau V.1: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales (2014).

Mois	Jan	Fév	mar	avr	Mai	jun	jui	aut	sep	oct	nov	déc	T.M
Tmin°C	-1.3	2.1	3.5	5.8	10.3	13.2	14.7	19	13.1	11.7	5.7	-0.9	8.075
Tmoy°C	7.9	8.2	10.9	14.8	20.2	24.2	27.9	29.7	21.3	20.1	15.3	11.1	17.63
Tmax°C	19.1	17.1	26.7	28.9	33.6	40.9	43.8	42.7	36.4	31.2	23.9	16.8	30.1

Source : ANRH Blida

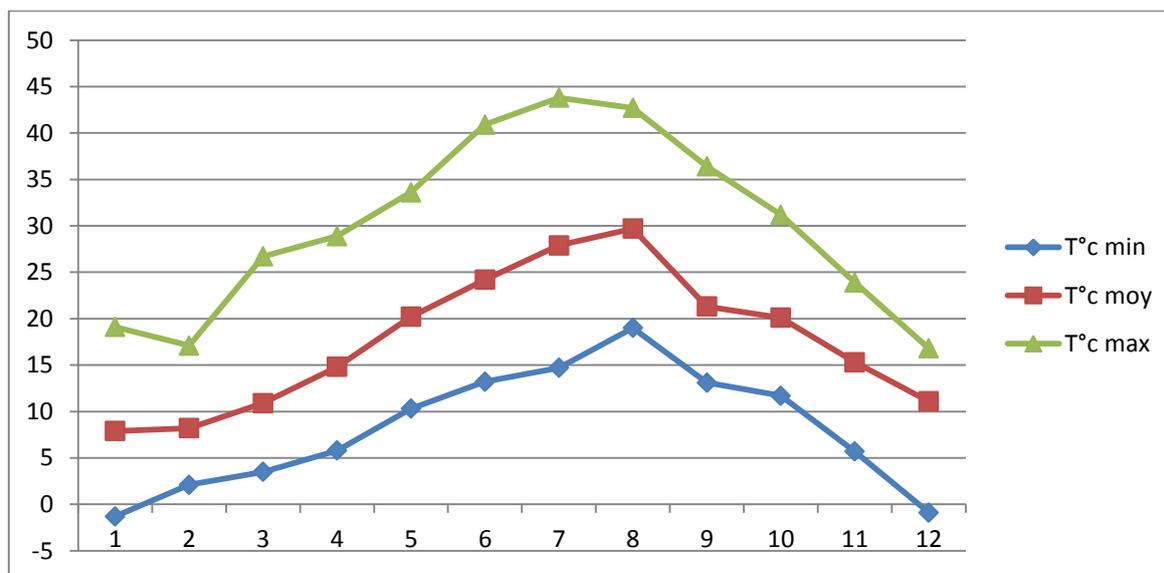


Figure V.3 : Graphique de la température moyenne mensuelle.

L'analyse des températures mensuelles moyennes montrent que :

- ✓ La valeur min de la température moyenne est au mois de décembre (-0.9 °C).
- ✓ La valeur max de la température moyenne est au mois d'août (29.7 °C).
- ✓ La valeur moyenne de la température est de 17.6°C.

➤ **Vent**

Il s'agit d'un facteur important dans l'élaboration du système de protection de la station d'épuration. Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction.

Les vents dominants soufflent généralement du nord, Nord-Ouest en direction du Sud, Sud-Est. Pour le SIROCCO (vent de sud) peut durer de 15 à 30 jours par an et sont fréquents durant les périodes estivales.

Le tableau suivant représente les valeurs moyennes mensuelles de la vitesse de vent (m/s).

Tableau V.2: Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s) durant la période (1990-2010).

mois	jan	fév	mars	avri	mai	juin	juil	août	sept	oct	nov	déc	Moy
V (m/s)	1.1	1.7	2.5	1.9	1.8	2.1	1.9	1.7	1.4	1.8	1.4	0.6	1.7

Source : ONM.

L'analyse de ce tableau montre une stabilité des vitesses tout le long de l'année, ce qui nous permet de ne pas envisager de problèmes.

➤ **Pluviométrie**

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale pour les aménagistes afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques comme les égouts, les drains sur bords, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales ainsi que le coût des réseaux de drainage.

Les précipitations moyennes annuelles, représentées pour chaque station et évaluées selon la moyenne pondérée dans notre station sont d'environ 705.2 mm suivant celle arrêtée par la station de TIZI GHENIFF.

La répartition mensuelle des pluies est donnée sur le tableau suivant :

Tableau V.3 : Répartition mensuelle des pluies (2014).

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	annuelle
P (mm)	60.2	68,1	82,1	150.7	106,4	140,1	42,5	22,7	22.1	2.8	1.4	6,1	705.2

Source : ANRH Blida

Le tableau ci-dessus fait ressortir que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de décembre (150.7mm), tandis que le minimum est atteint au mois juillet avec une moyenne de 1.4 mm .Les précipitations moyennes annuelles est de 705.2 mm.

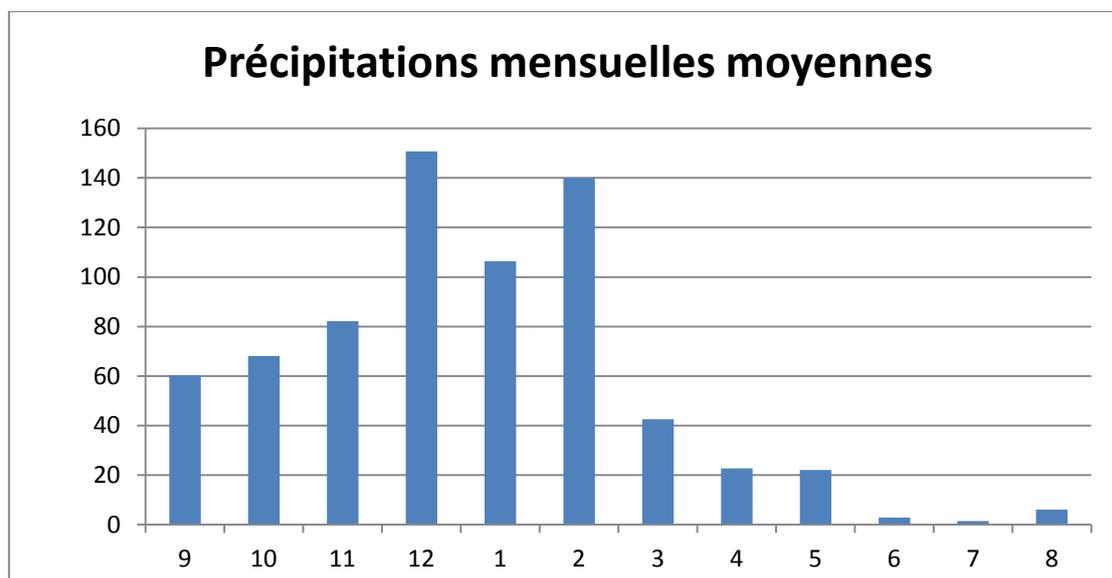


Figure V.4 : Graphique de répartition des précipitations moyennes mensuelles.

V .1.7 Situation hydraulique actuelle

V .1.7.1 Alimentation en eau potable

- Eaux provenant du barrage de « Koudiet Acerdoune » ;
- Eaux provenant du barrage de « Tizi Gheniff ».

✓ **Eaux de surface :**

Actuellement la commune de Tizi Gheniff est alimentée en eau potable à partir du transfert provenant du barrage « Koudiet Acerdoune » et le barrage de « Tizi Gheniff ». Ces derniers desservent la (SR4) qui refoule l'eau vers R1000m3 de BOUTAKA avec une période de 18/24h et un débit qui va à la disponibilité de la ressource stockée.

✓ **Eaux souterraines :**

Il est important à noter qu'avant de procéder au renforcement de l'alimentation en eau potable de la région par les eaux de stockages (barrages), l'alimentation se faisait par l'exploitation des eaux souterraines sous forme de sources, puits et forages.

V .1.7.2 Assainissement

En termes d'assainissement, l'agglomération chef-lieu de TIZI GHENIFF dispose d'un réseau de type séparatif réalisé dans les normes ainsi que les villages limitrophes.

La zone d'étude est caractérisée par l'existence de réseaux partiels, individuels et semi collectifs ou collectifs débouchant pour la plupart dans des talwegs à l'air libre. Certains tronçons sont soit dépourvus de regards ou bien non apparents avec aucun ouvrage de rejet.

L'ensemble des eaux usées émanant de la zone d'étude se déversent au niveau de deux rejets à la sortie Est de la ville et le rejet de Ouled Meriem.

Le taux de raccordement de la ville au réseau d'égout est de 100%.

V .1.8 Situation démographique

Pour pouvoir déterminer les débits d'eaux usées d'origine domestique à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population desservi et son évolution en fonction du temps.

Pour déterminer la population future, plusieurs méthodes donnent des relations plus ou moins approximatives selon les caractéristiques de la ville considérée.

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

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

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

t=2%; (d'après les services de l'APC de TIZI GHENIFF).

L'estimation de la population se fera d'après les données de l'Office National des Statistiques.

Tableau V.4 : Nombre de la population pour différents horizons.

		actuel	moyen terme	long terme
villages	RGPH 2008	2016	2031	2046
Chef lieu Tizi Gheniff	5331	6246	8406	11314
Cité Marako	286	335	451	607
Tala-Oumar	591	692	932	1254
Tamelaht	795	931	1254	1687
Badis	625	732	986	1326
Galleze-Bellili	678	794	1069	1439
Tizi-Lakhmis	666	780	1050	1413
loulithene	736	862	1161	1562
ibourassene	790	926	1246	1677
ait boulakroun	802	940	1265	1702
tagharbit	724	848	1142	1537
bendou	821	962	1295	1742
ouled meriem	2329	2729	3673	4943
d'hous ivarahen	781	915	1232	1658
sendia	724	848	1142	1537
chabane	1697	1988	2676	3602
verrar-ikhelef	566	663	893	1201
tala mokrane	283	332	446	601
ighil oukarouille-babor	462	541	729	981
bozetine-beggas-tiacheche	476	558	751	1010
ihoubarene-aumorassi	584	684	921	1239
tamlikecht-ibouldjathene	428	501	675	908
tala-n'ali-mekaoui	298	349	470	632
Total	21473	27175	35892	47618

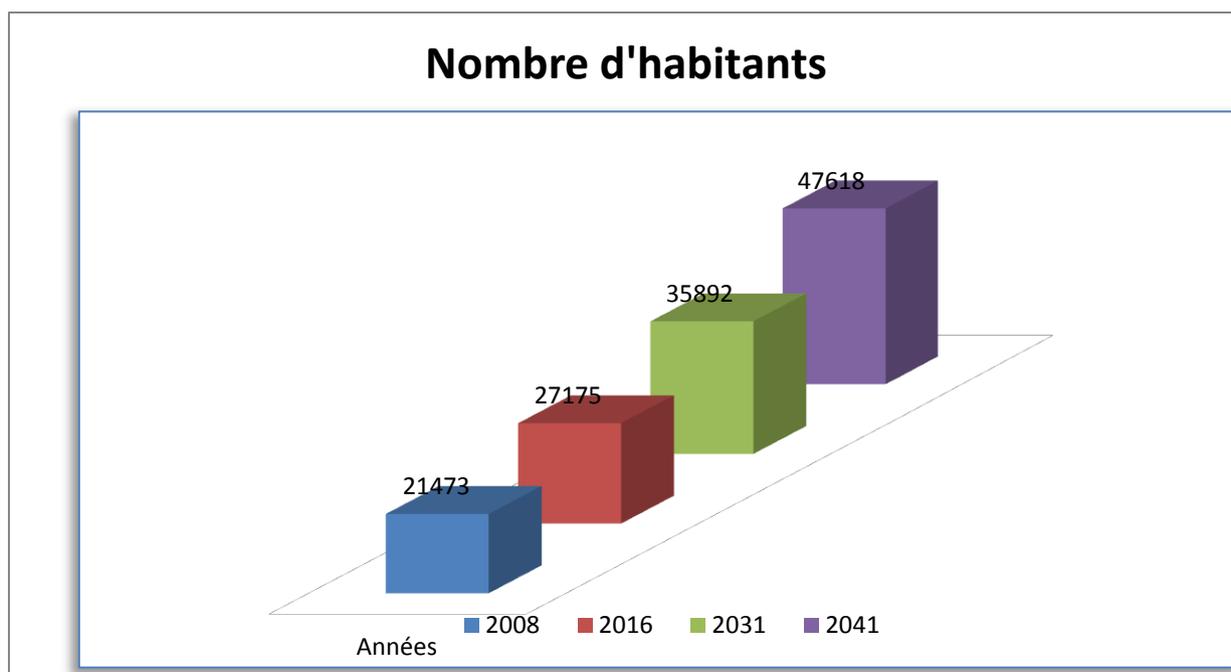


Figure V.5: Evaluation de la population pour différents horizons.

V.2. Caractérisation des effluents à traiter

Remarque : Les résultats représentés dans le tableau ci-dessous sont les moyennes de trois points de prélèvements pris par le bureau d'étude « Youcef Khodja » chargé de l'étude du projet dans différentes heures de la journée. Les résultats d'analyses sont donnés par le laboratoire central de l'ONA.

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

Tableau V.5 : Résultats de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la zone d'étude.

Paramètres analysés	Unités	Valeurs
T° (Températures)	°C	18
pH (Potentiel Hydrogène)	/	7,86
Conductivité	µs/cm	1008
MES	mg/l	332
DCO	mg/l	292
DBO5	mg/l	235
P _t	mg/l	12
Huiles et graisses	mg/l	44.2
Azote total Kjeldahl (NTK)	mg/l	32

Source : ONA_laboratoire central

➤ **Interprétation des résultats**

Au terme de cette évaluation du degré de pollution physico-chimique, on conclut que l'ensemble des paramètres étudiés, en particulier les paramètres de pollution organique (DBO5, DCO et MES) situent les eaux usées de la région de TIZI GHENIFF dans la tranche de concentration moyenne à importante. Ceci est lié à la faible dilution de la matière organique (soluble ou en suspension) en raison de la consommation plus ou moins limitée d'eau par habitant en comparaison avec les pays développés. D'autre part, la faible teneur en matière azotée n'exige pas un traitement spécifique pour son élimination.

Le rapport DCO/DBO5 mesuré est de 1.4 indique que les eaux usées rejetées sont d'origine purement domestique. De ce fait, le système de traitement biologique par boues activées peut aisément être adopté comme solution adéquate pour le traitement des eaux usées de la zone d'étude.

Il conviendrait de préciser que la caractérisation des eaux de la région d'étude est bien utile pour évaluer le traitement de notre eau usée par voie biologique mais le nombre de campagnes d'analyse reste insuffisant pour la quantification de la charge polluante qui va servir pour le dimensionnement de la STEP. C'est pourquoi, nous dimensionnerons notre station sur la base de l'équivalent habitant donné dans le tableau ci-après :

Tableau V.6 : La charge apportée par les eaux brutes est exprimée par jour et par habitant suivant le type de réseau.

	Réseau séparatif (g / Eq-hab. /j.)	Réseau unitaire (g / Eq-hab. /j.)	Réseau pseudo séparatif (g / Eq-hab. /j.)
Charges en DBO5	54	70	60
Charges en MES	70	70 à 90	80
Charges en MES	120	120	120

- 30 à 100 mg/l d'azote Kjeldahl (azote organique et ammoniacal) ;
- 10 à 25 mg/ de phosphore total (phosphore organique et phosphate) ;
- La DCO est de l'ordre de 120 g/EQ.H/j.

Tableau V.7 : Nouveaux résultats de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la zone d'étude.

Paramètres analysés	Unités	Valeurs
T° (Températures)	°C	18
pH (Potentiel Hydrogène)	/	7,86
Conductivité	µs/cm	1008
MES	mg/l	583
DCO	mg/l	1000
DBO5	mg/l	450
P _{O4}	mg/l	12
Huiles et graisses	mg/l	44.2
Azote total Kjeldahl (NTK)	mg/l	32

Source : ONA_laboratoire central

➤ **Interprétation des résultats**

- a) **La température** : Elle 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.
- b) **Le pH** : Le pH des eaux usées rejetées par les localités de la zone d'étude est de 7.86. Elles sont donc relativement neutres et conformes aux normes de rejets des eaux usées de nature urbaine (de 7.55 à 8.56). Le pH obtenu permet un bon développement des micro-organismes épuratoires qui favorisent le traitement biologique.
- c) **La conductivité** : La conductivité d'un ion confère à l'eau une certaine conductivité électrique, due aux déplacements de ces charges dans l'eau. Sa mesure donne une idée sur la salinité de l'eau. Les résultats obtenus montrent une conductivité électrique moyenne de 1008 µs/cm, une valeur modérée pour l'utilisation de cette eau en agriculture.
- d) **La valeur de la DCO** : Elle est élevée puisqu'elle est à la limite supérieure des eaux usées domestiques (1000 mg/l).
- e) **La valeur moyenne de la DBO** : Elle est importante puisqu'elle dépasse la limite supérieure des normes des eaux usées domestiques.
- f) **La valeur moyenne de la MES** : L'analyse des résultats des MES montre que les eaux usées étudiées sont caractérisées par une concentration de 583 mg/l. Ce résultat est lié souvent à la charge en matières organiques et minérales dépassant la limite des normes des eaux usées domestiques (500 mg/L). Son élimination nécessite la mise en place d'un décanteur primaire dans le procédé d'épuration.

g) Azote totale : La concentration d'Azote dans notre zone d'étude, rentre dans la fourchette des eaux usées urbaines variant de 30 à 100 mg/L et sont plutôt proches de la limite inférieure ; ce qui revient à dire que le traitement par boues activées classique donnera une élimination satisfaisante des matières azotés.

h) DCO/DBO5 : exprime le degré de biodégradabilité de l'eau usée qui représente la capacité d'une substance à être décomposée par les micro-organismes. Dans notre cas, il est égal à **2.2** ce qui traduit d'adopter un traitement biologique avec adaptation de la couche microbienne.

i) MES/DBO5 : indique la répartition de la pollution particulaire représentée par la MES et de la pollution dissoute représentée par la(DBO5). Dans notre cas, il est égal à 1.3 ce qui montre que la pollution admise à la station est plutôt dissoute que granulaire.

Conclusion

D'après cette étude, la ville de TIZI GHENIFF est caractérisée par un climat méditerranéen. Le relief est pratiquement incliné ce qui favorise l'écoulement gravitaire vers la partie basse. En effet, l'objectif de la station d'épuration à projeter est de protéger les oueds de la pollution physico-chimique et bactériologique véhiculée par les eaux usées.

Les eaux usées de la zone d'étude sont pratiquement à caractère domestique d'où le choix du procédé d'épuration biologique à boues activées. Le réseau d'assainissement est séparatif et achemine les eaux usées de notre zone d'étude vers deux points de rejets.

Aussi, le site d'implantation de la station a été choisi en fonction de certains critères évalués favorables, à savoir :

- ✓ L'éloignement des habitations ;
- ✓ Topographie du terrain ;
- ✓ Position par rapport au réseau d'assainissement ;
- ✓ Géologie du terrain ;
- ✓ Disponibilité du terrain ;
- ✓ L'orientation du vent.

Chapitre VI :
Dimensionnement des
ouvrages de la STEP

Introduction

Avant toute réalisation d'une station d'épuration, il est nécessaire de faire des enquêtes et investigations afin de collecter les données de base concernant la ville, le site et les rejets, et faire un bilan de la charge polluante pour pouvoir par la suite faire un dimensionnement correct des différents éléments constituant la station.

Un dimensionnement correct est celui qui permet de traiter la charge polluante et le débit arrivant à la station d'épuration de façon à avoir un rejet conforme aux normes adaptées pour la préservation du milieu naturel ou bien la réutilisation dans le domaine agricole.

Dans ce chapitre, nous allons procéder au dimensionnement des différents ouvrages constituant la station d'épuration pour les deux horizons 2031-2046.

En effet, lors de la conception d'un projet d'assainissement, le choix de l'horizon de planification est tributaire de deux conditions fondamentales :

- L'optimisation de la durée de vie des ouvrages nécessaires, ce qui implique un certain surdimensionnement au début ;
- Les contraintes financières du projet, limitant de ce fait la capacité des installations.

VI.1 Evaluation des débits et des charges polluantes

Dans le cadre d'évaluation quantitative de la pollution, une estimation des charges hydraulique et polluantes est nécessaire pour les deux horizons d'étude (2031 et 2046).

VI.1.1 Charges hydrauliques

➤ 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 :

$$Q_{mj\ dom} = dot * N * Crj * 10^{-3}$$

Avec :

- $Q_{mj\ dom}$: Débit des eaux usées domestiques (m³/j) ;
- dot : Dotation en eau potable (l/j/hab) ; Pour la région de TIZI GHENIFF la dot = 150 l/j/hab.
- N : nombre d'habitant à l'horizon de calcul ;
- Crj : 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 TIZI OUZOU, une majoration de ce débit est nécessaire pour bien introduire le débit des équipements présents dans cette région. Donc cette majoration est estimée à 20% du débit d'eaux usées domestiques.

➤ Débit moyen journalier des eaux usées

Donc d'après cette majoration, on aura :

$$Q_{mj} = 1,2 \times Q_{mj\ dom}$$

Avec:

- Q_{mj} : Débit moyen journalier des eaux usées (m³/j) ;
- $Q_{mj\ dom}$: Débit des eaux usées domestiques (m³/j).

➤ **Débit moyen horaire ($Q_{moy.h}$):**

Le débit moyen horaire par jour est le débit observé au cours de la journée, mesuré à l'arrivée de la station d'épuration. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.h} = Q_{moy.j} / 24$$

➤ **Débit de pointe par temps sec (Q_{pte})**

Le débit de pointe par temps sec conduit à définir un coefficient de pointe comme étant le rapport du débit moyen de l'heure le plus chargé au débit moyen horaire par jour (l/s) par la formule suivante :

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

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

Le débit de pointe par temps sec est donné par la relation suivante :

$$Q_{pte} = K_p * Q_{moy.j}$$

Remarque

Le réseau d'assainissement devant desservir la population de notre zone d'étude est de type séparatif. Il n'y a donc pas lieu de prendre en compte le débit d'eaux de pluies. On considère par ailleurs qu'il n'y a pas d'eaux claires parasites dans le réseau. Aussi, le taux de raccordement au réseau est de 100%.

➤ **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 :

$$EH = \frac{Q_{moy} * 1000}{Crj * dot}$$

Avec :

- Q_{moy} : Débit des eaux usées domestiques (m³/j) ;
- dot : Dotation en eau potable (l/j/hab) ; Pour la région de TIZI GHENIFF la dot = 150 l/j/hab.
- Crj: Coefficient de rejet. pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

VI.1.2 Charges polluantes (les flux polluants)

En général, les données de base concernant les charges polluantes admise à la STEP et qui permettent de la dimensionner sont les suivantes :

- DBO₅ en kg/jour
- MES en kg/jour

Les charges polluantes que reçoit la station est le produit de la concentration du paramètre à analyser (DBO ou MES) par le débit de l'effluent pris en compte :

$$C = [] \text{ moyenne } 24\text{h} \times Q_{mj} \times 10^{-3}$$

Avec :

- C : Charge polluante en (Kg/j) ;
- [] moyenne : Concentration moyenne en DBO ou en MES en (Kg/m³) ;
- Qmj : Débit moyen journalier en (m³/j).

D’où les charges journalières en DBO5 et en MES sont :

$$L_0 = [DBO_5] * Q_{moyj} * 10^{-3}$$

$$C_{MES} = [MES] * Q_{mj} * 10^{-3}$$

Avec :

- L₀: Charge moyenne journalière en DBO₅ (Kg/j)
- C_{MES}: Charge moyenne journalière en MES (Kg/j);

Les valeurs des concentrations moyennes en DBO et MES sont issues des résultats d’analyses effectuées au niveau du rejet principale de la zone étudiée et sont indiquées dans le chapitre précédent.

Le tableau suivant, nous résume les différentes charges hydrauliques et polluantes qui serviront pour le dimensionnement de la STEP pour les deux horizons 2031 et 2046.

Tableau VI.1: Données de base pour le dimensionnement de la STEP.

Paramètres		Unité	Horizon 2031	Horizon 2046
Nombre d'équivalent habitant		Eq.hab	43071	57142
Charges hydrauliques				
Débit moyen journalier		m ³ /j	5168.448	6857
Débit moyen horaire		m ³ /h	215.352	285.708
Débit de pointe de temps sec		l/s	109.07	141.31
Débit diurne		m ³ /h	323.028	428.562
DBO ₅	Concentration	mg/l	450	
	charge polluante (L ₀)	Kg/j	2325.834	3085.69
DCO	Concentration	mg/l	1000	
	Charge polluante (C _{DCO})	Kg/j	5168.45	6857
MES	Concentration	mg/l	583	
	Charge polluante (C _{MES})	Kg/j	3014.97	3999.94
Pt	Concentration	mg/l	12	
	charge polluante (C _{Pt})	Kg/j	62.02	82.28
NTK	Concentration	mg/l	32	
	charge polluante (C _{NTK})	Kg/j	165.4	219.4

Remarque :

A titre indicatif, nous avons mentionné dans le tableau ci-dessus les charges en DCO et sels nutritifs (Pt et NTK).

VI.2. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration

La station comportera les ouvrages suivants :

- a. Un prétraitement comportant :
 - ✓ Le dégrilleur ;
 - ✓ Le déssableur déshuileur ;
 - ✓ Le décanteur primaire.
- b. Un traitement biologique comprenant :
 - ✓ Le bassin d'aération ;
 - ✓ Le clarificateur.
- c. Un traitement tertiaire comprenant :
 - ✓ Le bassin de désinfection.
- d. Traitement des boues comprenant:
 - ✓ Épaississeur ;
 - ✓ Une stabilisation aérobie ;
 - ✓ Lits de séchage.

VI.2.1 Prétraitement

Les prétraitements permettent d'éliminer les matières grossières véhiculées par l'effluent pour éviter le colmatage et la corrosion des canalisations et éviter d'endommager les équipements 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 l'horizon 2046. Ainsi pour des raisons économiques, les prétraitements se font à long terme.

VI.2.1.1 Dégrillage

Cette opération constitue une phase préliminaire à tout traitement, car elle permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles d'endommager les différents équipements de la station et réduire les risques de colmatage des conduites mises en place.

L'efficacité de cette opération est fonction de l'écartement entre les barreaux de la grille.

On distingue :

- Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux (appelé aussi pré dégrillage), l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40 mm ;
- Dégrillage moyen retient les débris de moyennes dimensions.

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).

1)- Largeur de la grille (L) :

Le calcul du dégrilleur se fait selon la « **méthode de Kirschmer** » qui exprime la largeur de la grille par la formule suivante :

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

Avec :

- L: Largeur de la grille (m).
- α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°
- h max : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). h max = (0,15 –1.5)
 - $h_{\max} = 0,1 \text{ m} < 1000 \text{ EH}$
 - $h_{\max} = 0,2 \text{ m} < 5000 \text{ EH}$
 - $h_{\max} = 0,4 \text{ m} < 20000 \text{ EH}$
 - $h_{\max} = 0,5 \text{ m} < 50000 \text{ EH}$ pour l'horizon 2031.
 - $h_{\max} = 0,6 \text{ m} < 100000 \text{ EH}$ pour l'horizon 2046.
- β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

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

Tels que :

- d : épaisseur des barreaux (cm).
- e : espacement des barreaux (cm).

Tableau VI.2: Espacement et épaisseur des barreaux.

Paramètres	Grilles grossières	Grilles moyennes
d (cm)	2	1 à 2
e (cm)	5 à 10	1 à 3

- σ : Coefficient de colmatage de la grille.
 - La grille manuelle : $\sigma := 0.25$
 - La grille mécanique : $\sigma := 0.5$
- S : Surface de passage de l'effluent tel que :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V}$$

- Q_{pt} : Débit de pointe (débit de la station) (m3/s).
- V : vitesse de passage à travers la grille (m/s).

La vitesse maximale de passage de l'eau à travers la grille v_{\max} (m/s) est de l'ordre de 0,6 m/s pour un réseau séparatif et elle peut atteindre 1,2 m/s dans un réseau unitaire, cela pour éviter le colmatage en profondeur des barreaux et pour ne pas provoquer des pertes de charge trop importantes.

Une vitesse de passage inférieure à 0.6 m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{ptp} \times \sin \alpha}{V \times h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m)$$

Avec : $v = 0.6 \text{ m/s}$.

4)-Calcul des pertes de charge

On détermine la perte de charge dans un dégrilleur par la relation de KIRSCHMER :

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

Avec:

- ΔH : perte de charge (m).
- β : coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire : $\beta = 1,79$).
- e : espacement entre les barreaux (cm).
- d : épaisseur des barreaux
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).
- α : Angle d'inclinaison de la grille ($\alpha = 60^\circ$).
- V : Vitesse dans la grille.

Les valeurs de β sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.3 : Valeurs de β en fonction de la forme des barreaux.

Type de barreau	β
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 ($\beta' = 1,79$) inclinés de 60° pour faciliter le passage de l'eau à travers la surface de contact.

Dans ce calcul, les pertes de charges doivent être inférieures à 0,4m.

5)- Estimation des quantités de refus de dégrillage :

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

V_{retenus} est exprimé en litres par équivalent habitant et par an, il est estimé à :

$$R = \frac{(12\text{ à }15)}{e} \text{ (l/h/an), (e exprimé en cm).}$$

D'où le refus total d'une année est de :

$$R_t = \frac{R * N}{1000} \text{ (m}^3\text{/an) avec : N: nombre d'EH}$$

Horizon 2031

a-Pour le dégrillage grossier : On a:

- $\alpha = 60^\circ$
- $Q_{\text{pts}} = 109.07 \text{ l/s} = 0.11 \text{ m}^3\text{/s}$
- $V = 0.6 \text{ m/s}$

- $h_{\max} = 0,5 \text{ m}$
- $d=2\text{cm}$
- $e=5 \text{ cm}$
- $\beta=0.2$
- $\delta=0,5$ grille mécanique
- $\beta'=1.79$ (forme circulaire des barreaux).

➤ **La Surface de passage de l'effluent**

$$S = \frac{Q_{pts}}{V}$$

Alors :

$$S = 0.11 / 0.6 = 0.184 \text{ m}^2$$

$$S = 0.184 \text{ m}^2$$

➤ **Largeur :**

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} \Rightarrow L = \frac{0.184 \cdot \sin 60}{0.5(1 - 0.2)0.5} = 0.8 \text{ m}$$

$$L = 0.8 \text{ m}$$

➤ **Longueur mouillée de la grille (L_0) :**

$$L_0 = \frac{h_{\max}}{\sin \alpha} = \frac{0.5}{\sin 60} = 0.58 \text{ m}$$

$$L_0 = 0.58 \text{ m}$$

***Longueur totale de la grille :**

$$L_t = L_0 + 0,5 = 1.08 \text{ m}$$

$$L_t = 1.08 \text{ m}$$

➤ **Pertes de charges (ΔH) :**

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

$$\Delta H = 1.79 \left(\frac{2}{5} \right)^{4/3} * \frac{0.6^2}{19.62} \sin 60 = 0.0084 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0.0084 \text{ m}$$

➤ **Les quantités de refus de dégrillage :**

$$R = \frac{(12 \hat{a} 15)}{e} = 12/5 = 2.4 \text{ l/h/an}$$

$$R_t = \frac{R * N}{1000} = \frac{2.4 * 43071}{1000} = 103.37 \text{ m}^3/\text{an}$$

b- Pour le dégrillage moyen

- $d=1\text{cm}$
- $e=2 \text{ cm}$
- $\beta=0.5$

En utilisant la même formule, on obtient.

***Largeur :**

$$L = \frac{0.184 \cdot \sin 60^\circ}{0,5 \cdot (1 - 0,5) \cdot 0,5} = 1.27 \text{ m}$$

$$L = 1.27 \text{ m}$$

***Longueur mouillée (L_0) :**

$$L_0 = \frac{h_{\max}}{\sin \alpha} = \frac{0.5}{\sin 60} = 0.58 \text{ m}$$

$$L_0 = 0.58 \text{ m}$$

*Longueur totale de la grille :

$$L_t = L_0 + 0,5 = 1.08 \text{ m}$$

$$L_t = 1.08 \text{ m}$$

*Pertes de charges (ΔH) :

$$\Delta H = 1.79 \left(\frac{1}{2}\right)^{4/3} * \frac{0.6^2}{19.62} \sin 60 = 0.012 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0.012 \text{ m}$$

*Les quantités de refus :

$$R = \frac{(12 \times 15)}{e} = 15/2 = 7.5 \text{ l/h/an}$$

$$R_t = \frac{R * N}{1000} = \frac{7.5 * 43071}{1000} = 323.03 \text{ m}^3/\text{an}$$

Les caractéristiques du dégrilleur à l'horizon 2031 et 2046 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Les caractéristiques du dégrilleur.

Type de grille	Type de grille	Unité	Horizons	
			2031	2046
Grille grossière	Débit de pointe en temps sec (Q_{pts})	m ³ /s	0,11	0,141
	Surface de passage de l'effluent	M ²	0.184	0.184
	épaisseur des barreaux (d)	Cm	2	2
	espacement entre les barreaux (e)	Cm	5	5
	Fraction de la surface occupée par les barreaux (β)	%	0,2	0,2
	coefficient de colmatage des grilles (σ)	u	0,5	0,5
	Hauteur d'eau maximale admissible sur la grille (h_{max})	m	0,5	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 (α)	°	60	60
	Nombre de grilles	u	1	1
	Largeur de la grille (L)	m	0.8	0.85
	Longueur totale de la grille (Lt)	m	1,08	1,19
	Coefficient de forme des barreaux (β')	u	1,79	1,79
	Pertes de charge dans le dégrilleur (ΔH)	m	0,0084	0,0084
Volume total des refus retenus par le dégrillage (Rt)	m ³ /an	103.37	137.14	

Tableau VI.4 : Les caractéristiques du dégrilleur (suite)

Type de grille	Type de grille	Unité	Horizons	
			2031	2046
Grille moyenne	Débit de pointe en temps sec (Q_{pts})	m ³ /s	0,11	0,141
	Surface de passage de l'effluent	M ²	0.184	0.184
	épaisseur des barreaux (d)	Cm	1	1
	espacement entre les barreaux (e)	Cm	2	2
	Fraction de la surface occupée par les barreaux (β)	%	0,5	0,5
	coefficient de colmatage des grilles (σ)	/	0,5	0,5
	Hauteur d'eau maximale admissible sur la grille (h_{max})	m	0,5	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 (α)	°	60	60
	Nombre de grilles	u	1	1
	Largeur de la grille (L)	m	1.27	1.36
	Longueur totale de la grille (Lt)	m	1.08	1.19
	Coefficient de forme des barreaux (β')	/	1,79	1,79
	Pertes de charge dans le dégrilleur (ΔH)	m	0,012	0,012
	Volume total des refus retenus par le dégrillage (Rt)	m ³ /an	323.03	428.57

➤ Vérification des vitesses de passage à travers les grilles pour l'horizon 2031

Pour le choix final d'installation des grilles, on doit vérifier la vitesse de passage à travers la grille pour l'horizon 2031 avec les dimensions des grilles de 2046. Donc :

$$L_{2046} = \frac{Q_{st} \cdot \sin \alpha}{v \cdot h_{max} (1 - \beta) \sigma} \quad V_{2031} = \frac{Q_{st} \cdot \sin \alpha}{L \cdot h_{max} (1 - \beta) \sigma}$$

Pour la grille grossière :

$$V_{2031} = \frac{0.142 \sin 60}{0.85 * 0.6 (1 - 0.2) 0.5} = 0,6 \text{ m/s} \quad \text{donc: } 0.6 \leq V = 0.6 \text{ m/s (vérifiée)}$$

Pour la grille moyenne:

$$V_{2031} = \frac{0.142 \sin 60}{1.36 * 0.6 (1 - 0.5) 0.5} = 0,6 \text{ m/s} \quad \text{donc : } 0.6 \leq V = 0.6 \text{ m/s (vérifiée)}$$

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 2046 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 chacun de ces ouvrages (grille grossière et grille moyenne) ; et on place la grille grossière avant la grille moyenne.

VI.2.1.2 Dessablage - Déshuilage

Il est toujours à craindre une présence importante de sable, matières minérales en suspension et d'huiles qui peuvent perturber le traitement biologique.

Pour notre étude nous avons choisi de réaliser l'étape de dessablage-dégraissage dans un même ouvrage, puisqu'il s'agit de la technique la plus couramment utilisée et que cet ouvrage permet de réduire l'emprise au sol.

Cette phase de prétraitement sera réalisée dans un déssableur-déshuileur de type cylindro-conique équipé d'un aérateur mélangeur immergé.

L'injection de l'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques.

➤ **Dimensionnement du bassin de déssablage –déshuilage**

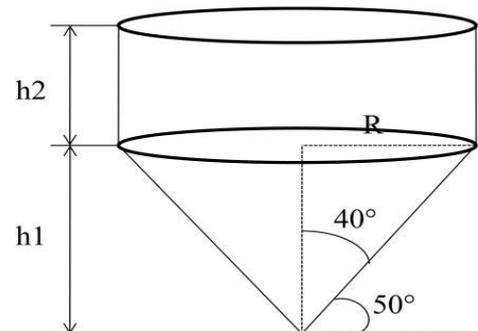
Le calcul du **déssablage –déshuilage** est effectué pour le débit de pointe en temps sec ; on estime les valeurs indicatives suivantes :

V_{asc} = Vitesse ascensionnelle, donnée en (m/h)
 T_s = temps de séjour dans l'ouvrage en (mn)

✓ Pour le débit de pointe en temps sec, la V_{asc} est comprise entre 10 et 20 m/h, avec : $T_s = 10$ à 15 min.

On prend :

- $V_{asc} = 15$ m/h.
- $T_s = 10$ min.



Remarque :

Dans nos calculs, on doit respecter la relation suivante :

$$1.25 \leq \frac{V}{S} \leq 2.5$$

Horizon 2031

VI. 2.1. 2. 1 Dimensions du déssableur –déshuileur

1)- La surface du déssableur –déshuileur

La surface est donnée par :

$$S = Q_{pts} / V_{asc}$$

Avec :

- S : Surface de l'ouvrage en (m²) ; $S = 392.7 / 15 = 26.2$ m² **S = 26.2 m²**
- Q_{pts} : Débit du pointe en temps secs en (m³/h) ;
- V_{asc} : Vitesse ascensionnelle en (m/h). On prend une vitesse ascensionnelle de 15 m/h.

2)-Diamètre du l'ouvrage (D) :

On a : $S = \frac{\pi D^2}{4}$ et par conséquence :

$$D = \sqrt{4 * S / \pi}$$

$$D = \sqrt{4 * 26.2 / 3.14} = 5.8 \text{ m}$$

D = 5.8 m

3) Volume de l'ouvrage

Le volume se traduit par la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{pts} * T_s}{60}$$

Avec :

- V : Volume du bassin en (m³) ;
- Q_{pts} : Débit de 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 10min.

$$V = (392.7 * 10) / 60 = 65.45 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 65.45 \text{ m}^3}$$

Vérification de la relation ($1.25 \leq \frac{V}{S} \leq 2.5$) :

$V/S = 65.45 / 26.2 = 2.49$ donc : $1,25 \leq V/S = 2.49 \leq 2,5$ la relation est vérifiée

4)- Hauteur conique et cylindrique de l'ouvrage (h₁ et h₂) :

$$\text{On a: } V = S \cdot h_2 + S * \frac{h_1}{3}$$

$$\text{Avec: } \operatorname{tg}40^\circ = R/h_1 \quad R = (D/2)$$

Donc :

$$h_1 = \frac{R}{\operatorname{tg}40} = \frac{2.9}{\operatorname{tg}40} = 3.5 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_1 = 3.5 \text{ m}}$$

$$\text{Donc: } V = S \cdot h_2 + S * \frac{R}{3 \operatorname{tg}40}$$

On obtient alors la hauteur:

$$h_2 = \frac{V}{S} - \frac{R}{3 * \operatorname{tg}40} = \frac{65.44}{26.2} - \frac{2.9}{3 * \operatorname{tg}40} = 1.35$$

$$\mathbf{h_2 = 1.35 \text{ m}}$$

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 :

$$H = h_1 + h_2 + h_3$$

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

$$H = 3.5 + 1.35 + 0.5 = 5.35 \text{ m}$$

$$\mathbf{H = 5.35 \text{ m}}$$

VI. 2.1. 2. 2 Calcul du débit d'air à injecter dans le dégraisseur-déssableur

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

$$q_{\text{air}} = V * Q_{\text{pts}}$$

On prend V = 1 m³ d'air/m³ d'eau

Avec :

V : le volume d'air à injecter (m³ d'air/m³ d'eau).

Q_{pts} : débit de la station.

$$q_{\text{air}} = 1 * 392.7 = 392.7 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

$$\mathbf{q_{\text{air}} = 392.7 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$$

VI. 2.1. 2. 3 Calcul des quantités des matières éliminées par le dégraisseur-déssableur

Les MES contiennent 30% de MM (matières minérales) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), c'est-à-dire :

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

La charge en MES à l'entrée de déssableur est :

$$\text{MES} = 3014.97 \text{ Kg/j}$$

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

$$\text{MVS} = 3014.97 \times 0.7 = 2110.48 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MVS} = 2110.48 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$\text{MM} = 3014.97 \times 0.3 = 904.491 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MM} = 904.491 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales éliminées

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

$$\text{MMe} = 904.491 \times 0.7 = 633.14 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MMe} = 633.14 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales à la sortie de déssableur

$$\text{MMs} = \text{MMt} - \text{MMe}$$

$$\text{MMs} = 904.491 - 633.14 = 271.35 \text{ kg/j}$$

$$\text{MMs} = 271.35 \text{ kg/j}$$

Les MES à la sortie de déssableur :

$$\text{MESs} = \text{MVS} + \text{MMs}$$

$$\text{MESs} = 2110.48 + 271.35 = 2381.83 \text{ kg/j}$$

$$\text{MESs} = 2381.83 \text{ kg/j}$$

Horizon 2046

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

Remarque :

1. Pour l'ouvrage du dégraisseur-déssableur, la partie pour l'horizon 2046 (phase d'extension) sera dimensionner à partir de la différence des débits entre les deux horizons (2046 et 2031), tel que

$$Q_p = Q_{p(2046)} - Q_{p(2031)}$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe pour le calcul de la phase extension en (m^3/s)
- $Q_{p(2046)}$: Débit de pointe à l'horizon 2046 en (m^3/s);
- $Q_{p(2031)}$: Débit de pointe à l'horizon 2031 en (m^3/s).

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

$$\text{CMES} = \text{CMES}(2046) - \text{CMES}(2031)$$

Avec :

- CMES : Charge en MES pour le calcul de la phase extension en (Kg/j) ;
- $\text{CMES}(2046)$: Charge en MES pour l'horizon 2046 ;
- $\text{CMES}(2031)$: Charge en MES pour l'horizon 2031.

Les caractéristiques de dégraisseur-déssableur sont les mêmes pour les deux horizons du calcul (2031 et 2046).

Les dimensions du dégraisseur-déssableur sont résumées dans le tableau V.5 pour les deux horizons (2031 et 2046).

Tableau VI.5 : Dimensions du dessableur-dégraisseur pour les deux horizons (2031 et 2046).

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 extensions
Débit de pointe en temps sec (Qpts)	m ³ /h	392.7	116.1
Nombre d'ouvrages	/	1	1
Surface d'un ouvrage (S)	m ²	26.2	7.8
Le diamètre du l'ouvrage (D)	M	5.8	3.14
Volume d'un ouvrage (V)	m ³	65.45	19.35
La hauteur conique de l'ouvrage (h1)	M	3.5	1.9
La hauteur cylindrique de l'ouvrage (h2)	M	1.35	1.85
La hauteur totale de l'ouvrage (H)	M	5.35	4.25
Débit d'air à injecter dans le bassin (qair)	m ³ d'air/h	392.7	116.1
Matières en suspensions totale (MES) à l'entrée	kg/j	3014.97	984.97
Matières volatiles en suspensions à l'entrée (MVSe)	kg/j	2110.48	689.48
Matières minérales en suspensions à l'entrée (MMSe)	kg/j	904.491	295.5
Matières minérales en suspensions éliminées (MMSéliminées)	kg/j	633.14	206.84
Matières minérale en suspensions à la sortie (MMSs)	kg/j	271.35	88.66
Matières en suspension à la sortie (MESs)	kg/j	2381.83	778.14

VI.2.2 Traitement primaire:

La décantation primaire permet une séparation des deux phases liquide et solide par l'intermédiaire de la pesanteur.

La décantation primaire est mise en œuvre pour diminuer la charge à l'entrée du bassin d'aération; cela permet l'élimination de 50% à 65% de la charge initiale en matière en suspension (MES) et 20% à 35% de la charge organique entrante exprimée en DBO5.

Le décanteur primaire permet donc de limiter la variation de charge et la perturbation des MES dans l'aérateur. Cependant, il produit des boues instables (boues primaires) qui peuvent être une source non négligeable de nuisances olfactives (mauvaise odeurs).

Dans notre étude, on opte pour un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire; leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures et Aussi, les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

Etude de la variante à moyenne charge

VI.2.2.1 Dimensionnement du décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par :

$$V_{lim} = \frac{Q_{pts}}{S}$$

Avec :

- Q: débit de la station.
- S : surface totale

Le temps de séjours est compris entre 1 et 3 heures.

La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimale est de 2m

Horizon2031

La vitesse limite est déterminée en fonction du rapport Qpts/Qmoyh.

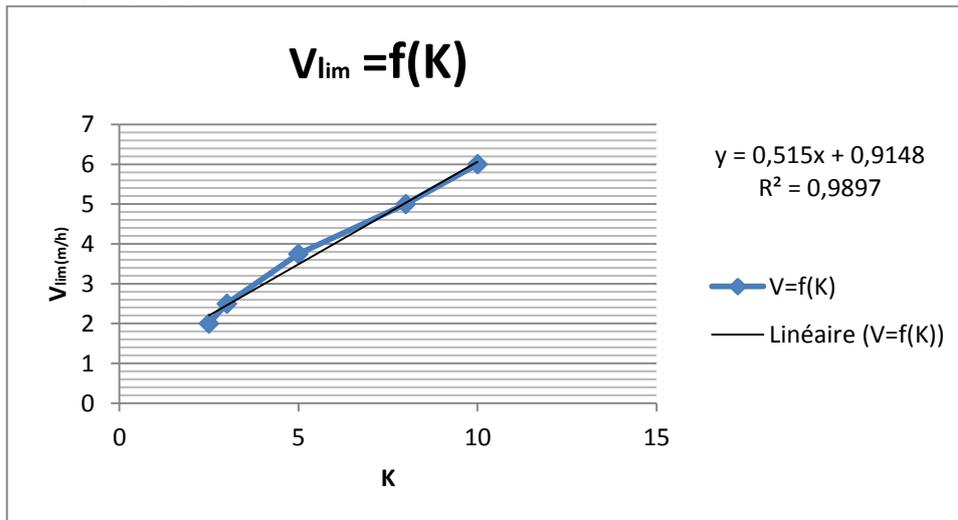
Tableau VI.6 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de Qmoyh.

K= Qpts /Qmoy h	2.5	3	5	8	10
Vlim (m/h)	2	2.5	3.75	5	6

K = Qpts / Qmoy h = **1.82**

- Avec :
- Qpts: débit de pointe en temps sec.
 - Qm : débit moyen horaire.

La valeur trouvée de K n'existe pas dans le tableau, pour cela on détermine une courbe de tendance de $V_l = f(K)$, en utilisant Excel :



$$V_l = 0.515K + 0.914 = 0.515 * 1.82 + 0.914 = 1.853 \text{ m/h}$$

$V_l = 1.853 \text{ m/h}$

➤ **La surface horizontale du décanteur:**

$$Sh = Q_{pts} / V_{lim} = 392.7 / 1.853 = 211.9 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad \mathbf{Sh = 211.9 \text{ m}^2}$$

- Qpts : débit de la station.

➤ **Volume du décanteur :**

On prend $t_s = 1.5 \text{ h}$

$$V = Q_p \times t_s = 392.7 \times 1.5 = 589 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V = 589 \text{ m}^3}$$

➤ **La hauteur du décanteur**

$$H = V/Sh = 589/211.9 = 2.78 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{H = 2.8 \text{ m}}$$

Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement avec : $h_r = 0,70\text{m}$

Donc on prend **H total** = $2.8 + 0,70 = \mathbf{3.5 \text{ m}}$

➤ **Diamètre du décanteur**

On a : $S = (\pi D^2) / 4$ et par conséquence $D = \sqrt{4 * S / \pi}$

Avec :

- D : diamètre du décanteur (m) ;
- Sh : surface horizontale du décanteur (m³) ;
- h : hauteur du décanteur

$$D = \sqrt{4 * 211.9 / 3.14} = 16.43 \text{ m}$$

On prend : **D=16.5m**

➤ **Détermination du temps du séjour**

Pour le débit moyen horaire

$$t_s = V/Q_{mh} = 589 / 215.352 = 2.74 \text{ h}$$

$$t_s = 2.74 \text{ h}$$

➤ Pour le débit de pointe par temps sec :

$$t_s = V/Q_{pts} = 589 / 392.652 = 1.5 \text{ h}$$

$$t_s = 1.5 \text{ h}$$

➤ **Calcul de la quantité de boues éliminées**

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de :

25% à 40% de la DBO₅, on prend 35%

50% à 65% de MES, on prend 65%

Connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur :

➤ **DBO₅ = 2325.834 Kg/j.**

➤ **MES = 2381.83 Kg/j.**

Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :

$$DBO_{5\ el} = 0,35 \times DBO_5 = 0,35 \times 2325.834 = 814.042 \text{ kg/j}$$

$$DBO_{5\ el} = 814.042 \text{ kg/j}$$

$$MES_{el} = 0,65 \times MES = 0,65 \times 2381.83 = 1548.19 \text{ kg/j}$$

$$MES_{el} = 1548.19 \text{ kg/j}$$

Les charges à la sortie du décanteur primaire

$$DBO_{5\ s} = DBO_5 - DBO_{5\ el} = 2325.834 - 814.042 = 1511.8 \text{ kg/j}$$

$$DBO_{5\ s} = 1511.8 \text{ kg/j}$$

$$MES_s = MES - MES_{el} = 2381.83 - 1548.19 = 833.64 \text{ kg/j}$$

$$MES_s = 833.64 \text{ kg/j}$$

Pour l'horizon 2046 (extension)

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

$$Q_{pts} = Q_{pts(2046)} - Q_{pt(2031)}$$

$$\text{Donc : } Q_{pts} = 116.1 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

- Q_{pts} : débit en temps sec (débit de la station).

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

$$DBO_5 = DBO_{5(2046)} - DBO_{5(2031)} = 3085.69 - 2325.834 = 759.856 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_5 = 759.856 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 778.14 \text{ Kg/j}$$

(à la sortie du déssableur déshuileur)

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VI.7 : dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons (2031 et 2046).

Désignation	Unité	2031	2046 (extension)
Débit de pointe en temps secs (Qpts)	m ³ /h	392.7	116.1
Surface horizontale de l'ouvrage	m ²	211.9	65.82
Volume d'un ouvrage (V)	m ³	589	174.1
Hauteur total de l'ouvrage	m	3.5	3.4
Le diamètre de l'ouvrage (D)	m	16.5	9.15
Matières en suspensions totale (MES) à l'entrée	Kg /j	2381.83	778.14
Demande Biochimique en Oxygène (DBO ₅) à l'entrée	Kg /j	2325.834	759.86
Matières en suspensions éliminées	Kg /j	1548.19	505.8
Demande Biochimique en Oxygène éliminées	Kg /j	814.042	265.95
Matières en suspension à la sortie (MESs)	Kg /j	833.64	272.35
Demande Biochimique en Oxygène à la sortie	Kg /j	1511.8	493.91

VI.2. 3 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 et la sensibilité du milieu récepteur, on étudiera deux variantes du traitement, et en final on fait le choix.

Ces deux variantes sont :

- La variante à moyenne charge;
- La variante à faible charge en éliminant le décanteur primaire.

Caractéristiques de la variante à moyenne charge

Le traitement par boues activées à moyenne charge se caractérise par :

- Charge massique: $0.2 < C_m < 0.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS. j}$
- Charge volumique: $0.6 < C_v < 1.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{ m}^3.\text{j}$
- Concentration en Boues: $\approx 3 \text{ à } 6 \text{ Kg MVS/m}^3$
- Age des Boues: $4 \text{ à } 10 \text{ jours}$

Les différentes charges en DBO₅

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

$$L_0 = 1511.8 \text{ kg/j (à la sortie de décanteur primaire).}$$

2- La charge en DBO₅ à la sortie du traitement secondaire (L_f) :

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

D'où la charge à la sortie : $L_f = [\text{DBO}_5]_f \times Q_{mj} \times 10^{-3} = 30 Q_{mj} \times 10^{-3}$

$$L_f = 30 * 5168.448 * 10^{-3} = 155.05 \text{ kg/j}$$

$$L_f = 155.05 \text{ kg/j}$$

3- La charge en DBO5 éliminée (Le) :

$$L_e = L_0 - L_f = 1511.8 - 155.05 = 1356.75 \text{ kg/j}$$

$$L_e = 1356.75 \text{ kg/j}$$

Le rendement d'élimination de la DBO5 (η_{ep}):

$$\eta_{ep} = \frac{L_0 - L_f}{L_0} = \frac{1511.8 - 155.05}{1511.8} = 90\%$$

VI.2. 3.1. Dimensionnement du bassin d'aération

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

On opte pour un bassin de forme rectangulaire. Et on doit tenir compte des relations de TABASSARAN

$$1 < B_{ba}/H_{ba} < 5$$

$$3 < H_{ba} < 5$$

La charge polluante à l'entrée du bassin d'aération est :

Charge polluante en DBO₅ (avec décanteur primaire):

$$L_0 = 1511.8 \text{ kg/j.}$$

1- Le volume du bassin d'aération

$$C_v = L_0/V$$

- C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j).
- L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO₅/j).

$$C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3/ \text{ j}$$

$$L_0 = 1511.8 \text{ kg/j}$$

$$D'o\grave{u} : V = L_0/C_v = 1511.8 / 1.2 = 1259.83 \text{ m}^3$$

$$V = 1259.83 \text{ m}^3$$

2- La hauteur du bassin :

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

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

La hauteur de revanche du bassin doit être $h \geq 80$ cm. On prend

$$h = 80\text{cm}$$

3- Surface horizontale du bassin

$$Sh = V/H$$

Avec :

- H : hauteur du bassin (prise =4m)
- V : Volume du bassin (m³)

$$Sh = 1259.83/4 = 314.96 \text{ m}^2$$

$$Sh = 315 \text{ m}^2$$

4)- Largeur du bassin d'aération (B_{ba}) :

On a :

$$B/H = 4 \quad B_{ba} = 4 * H_{ba} \quad B = 4 * 4 = 16\text{m}$$

$$B/H = 16\text{m}$$

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

$$Sh = L * B$$

$$L = Sh/B = 19.68 \text{ m}$$

$$L = 19.7\text{m}$$

6- Calcul de la masse totale des boues dans le bassin (X_a)

$$X_a = L_0/C_m$$

Avec :

- C_m : Charge massique (kg DBO5/ kg MVS/j). $C_m = 0.4 \text{ Kg DBO5/ kg MVS/j}$
- L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (avec décantation primaire) (kg DBO5/j).

$$X_a = L_0 / C_m = 1511.8 / 0.4 = 3779.5 \text{ Kg}$$

$$X_a = 3779.5 \text{ Kg}$$

6- Calcul de la concentration de boues dans le bassin [X_a]

$$[X_a] = X_a / V$$

Avec :

- X_a : masse totale des boues dans le bassin (Kg) ;
- V : Volume du bassin (m³) ;
- [X_a]: concentration des boues dans le bassin (Kg/m³).

$$[X_a] = X_a / V$$

Remarque : La concentration des boues dans l'aérateur peut également être déterminée par le rapport des charges volumique et massique

$$[X_a] = 3779.5 / 1259.83 = 3 \text{ Kg/m}^3$$

$$[X_a] = 3 \text{ Kg/m}^3$$

7- Calcul du temps de séjour

$$T_s = V / Q$$

Avec :

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

✓ **Pour le débit moyen horaire**

$$T_s = 1259.83 / 215.352 = 5.85 \text{ h}$$

$$T_s = 5.85 \text{ h}$$

✓ **Pour le débit de pointe a temps sec :**

$$T_s = 1259.83 / 392.652 = 3.21 \text{ h}$$

$$T_s = 3.21 \text{ h}$$

VI.2. 3.2 Bilan des boues

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

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

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

Avec :

- ΔX : 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).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **833.64 Kg/j**

$$X_{\min} = 0,3 \times 833.64 = \mathbf{250.092 \text{ kg/j}}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3MVS = 0,3(0,7 \times 833.64) = \mathbf{175.064 \text{ kg/j}}$$

$$a_m * L_e = 0,6 \times 1356.75 = \mathbf{814.05 \text{ kg/j}}$$

$$b * X_a = 0,07 \times 3779.5 = \mathbf{264.565 \text{ kg/j}}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \times 5168.448 = \mathbf{155.053 \text{ kg/j}}$$

Alors: $\Delta X = 250.092 + 175.064 + 814.05 - 264.565 - 155.053 = \mathbf{819.59 \text{ kg/j}}$

a- Concentration des boues en excès

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

Avec :

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

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

On prend : $I_m = 125 \text{ mg/l}$

D'où : $X_m = 1200/125 = \mathbf{9,6 \text{ kg/m}^3}$

✓ Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par : $Q_{\text{excès}} = \Delta X / X_m$

Avec :

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

Donc :

$$Q_{\text{excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{819.59}{9.6} = 85.37 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{\text{excès}} = \mathbf{85.37 \text{ m}^3 / \text{j}}$$

✓ Le débit spécifique par m³ de bassin

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

Avec :

- q_{sp} : Le débit spécifique en (Kg/m³.j) ;
- V : volume des deux bassins

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{819.59}{1259.83} = 0,65 \text{ kg /m}^3 / \text{j}$$

$$q_{sp} = \mathbf{0.65 \text{ kg /m}^3 / \text{j}}$$

✓ Les boues recyclées

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aérations. En effet, Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

Dans ce cas, on assiste à un passage en anaérobiose qui provoque une remontée des boues dans le clarificateur.

✓ **Le taux de recyclage**

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

Il est donné par l'expression suivante :

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

Avec :

- R : taux de recyclage(%)
- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 3 Kg/m³

$$R = \frac{100 \times 3}{\frac{1200}{125} - 3} = 45.45\%$$

$$R = 45.45\%$$

✓ **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R \cdot Q_j \quad \text{Donc : } Q_r = 0.45 \times 5168.448 = 2349.06 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_r = 2349.06 \text{ m}^3/\text{j}$$

✓ **Age des boues**

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = X_a / \Delta X$$

Avec :

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

$$A_b = 3779.5 / 819.59 = 4.61 \text{ jours}$$

$$A_b = 4.61 \text{ jours}$$

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

VI.2. 3.3 Besoins en oxygène**1)- Les besoins journaliers en oxygène (q_{o2})**

Dans le bassin d'aération, l'effluent chargé de matières organiques inertes est mis en présence d'une suspension bactérienne dense en milieu oxygéné. Les matières organiques contenues dans l'effluent peuvent être :

- Assimilées et transformées en matière cellulaire (anabolisme) ;
- Dégradées par oxydation pour fournir de l'énergie nécessaire à ces synthèses cellulaires (catabolisme) ;
- Absorbées et stockées par les cellules en cas d'une alimentation surabondante.

Selon l'équation générale de la consommation d'oxygène : $q_{O_2} = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t$

Avec :

$$a' = 0.53$$

$$b' = 0.1$$

$$q_{O_2} = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t = 0.53 \cdot 1356.75 + 0.1 \cdot 3779.5 = 1097.03 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

$$q_{O_2} = 1097.03 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

2)-Les besoins horaire en oxygène (q_{o2/h})

$$q_{O_2/h} = q_{O_2} / 24$$

$$q_{O_2/h} = 1097.03 / 24 = 45.71 \text{ KgO}_2/h$$

$$q_{O_2/h} = 45.71 \text{ KgO}_2/h$$

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 « Td » qui est considéré à 16h de la journée.

$$q_{O_2} = (a' \cdot Le / Td) + (b' \cdot X_v / 24) = (0.53 \cdot 1356.75 / 16) + (0.1 \cdot 3779.5 / 24)$$

$$q_{O_2.p} = 197.03 / 16 = 60.7 \text{ KgO}_2/h$$

$$q_{O_2.p} = 60.7 \text{ KgO}_2/h$$

4)-Les besoins réels en pointe en oxygène

Les besoins en oxygène réels sont nettement supérieurs à ceux calculés théoriquement selon la

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

Avec :

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épurée})} = 0.95$$

$$0.8 \leq \beta \leq 0.95 \quad \text{on prend : } \beta = 0.8$$

$$q_{O_2\text{réel}} = \frac{60.7}{0.95 \cdot 0.8} = 79.9 \text{ KgO}_2/h$$

$$q_{O_2\text{réel}} = 79.9 \text{ KgO}_2/h$$

VI.2. 3.4 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(N₀):

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK:

$$N_0 = (1,98 \cdot 10^{-3} \cdot P_a) + 1$$

Avec:

- P_a: Puissance par m² du bassin tel que P_a : (70÷80) w/m² On prend P_a=75 w/ m²
- N₀ : capacité totale d'oxygène transféré par unité de puissance dans les conditions standards;

$$N_0 = 1,9 \cdot 10^{-3} \cdot 75 + 1$$

$$N_0 = 1,15 \text{ kgO}_2/\text{KWh}$$

2) Quantité d'oxygène par unité de puissance(N)

$$N = N_0 \frac{(\beta * C_s) - C_L}{C_s} * \alpha * E^{(T-20)}$$

Avec :

- C_L : Concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à $t=25^\circ\text{C}$, $C_L=(1,5\div 2)$ 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 ;
- β : Coefficient relatif à la présence de produits tensio-actifs
- C_s (usée)/ C_s (épurée): est de l'ordre de 0,95
- α : Facteur de correction qui relie le transfert d'oxygène à la surface de l'eau usée,
 - $0,8 \leq \alpha \leq 0,95$ On prend $\alpha=0,8$
- E : coefficient de température, $E=1,02$

Alors :

$$N = 1.15 * \frac{0.95 * 9.2 - 1.5}{9.2} * 0.8 * 1.02^{(25-20)} = 0.8 \quad \mathbf{N=0,8 \text{ KgO}_2/\text{KWh}}$$

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

Cette puissance est donnée par:

$$P_{an} = q_{O_2.p} / E_a$$

Avec :

- $P_{a.n}$: Puissance d'aération nécessaire en (KW);
- $q_{O_2.p}$: besoins de pointe en oxygène en (KgO_2/h) ;
- E_a : L'apport spécifique des aérateurs de surface est souvent été compris entre 1 et 2

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

$$P_{an} = 90.21 / 1.5 = 60.14 \text{ KW} \quad \mathbf{P_{an}=60.14 \text{ KW}}$$

4)-La puissance de brassage (P_b):

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante:

$$P_b = P_a * S_h$$

Avec :

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

$$P_b = 80 * 314.96 = 25.2 \text{ Kw} \quad \mathbf{P_b=25.2 \text{ Kw}}$$

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 :

$$N = P_{a.n} / P_b$$

$$N = 60.14 / 25.2 = 2.39$$

On prend :

$$\mathbf{N=3}$$

VI.2. 3.5 Dimensionnement du clarificateur

Le but du décanteur secondaire est la séparation de flocc biologique de l'eau épurée. Une partie des boues déposées dans le clarificateur sont renvoyées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et l'autre partie, boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

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

1) Volume du clarificateur :

$$V = Q_{pts} * T_s \quad \text{avec :}$$

Q_{pts} : débit de pointe en temps secs.

T_s : temps de séjour. On prend $T_s = 1.5$ h.

$$V = Q_{pts} * T_s = 392.7 * 1.5 = 589 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 589 \text{ m}^3}$$

2)-Hauteur du clarificateur(H)

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

$$\text{On prend :} \quad \mathbf{H=4m}$$

3)-Surface horizontale du clarificateur (S_h)

$$S_h = V/H = 589 / 4 = 147.25 \text{ m}^2 \quad \mathbf{S_h = 147.25 \text{ m}^2}$$

4)-Diamètre du clarificateur(D)

Sachant que notre bassin a une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{4 * S / \pi} = \sqrt{4 * 147.25 / \pi} = 13.7 \text{ m} \quad \mathbf{D=13.7 \text{ m}}$$

VI.1. 3.6 Temps de séjour dans le clarificateur (T_s)

$$T_s = V/Q$$

Avec :

- T_s : Temps de séjour en(h);
- V : Volume du clarificateur en (m^3) ;
- Q : Débit de la station en (m^3/h).

➤ Pour le débit moyen horaire :

$$t_s = V/Q_{mh} = 589 / 215.352 = 2.74 \text{ h} \quad \mathbf{t_s=2.74 \text{ h}}$$

➤ Pour le débit de pointe par temps sec :

$$t_s = V/Q_{pts} = 589 / 392.652 = 1.5 \text{ h} \quad \mathbf{t_s=1.5 \text{ h}}$$

Pour l'horizon 2046

Remarque : Pour le dimensionnement de la phase d'extension (horizon 2046), on a travaillé par la différence entre les débits et les charges estimées entre celles de 2046 et 2031.

1)-Pour les débits: $Q_{dim2046}=Q(2046) - Q(2031)$, Avec :

- $Q_{dim2046}$: Débit considéré pour le dimensionnement du la phase d'extension;
- $Q(2046)$: Débit considéré pour 2046 ;
- $Q(2031)$: Débit considéré pour 2031.

2)-Pour la charge en DBO5: $L_0(dim2046)=L_0(2046)-L_0(2031)$, Avec :

- $L_0(dim2046)$: La charge en DBO5 à l'entrée de bassin d'aération pour le dimensionnement de la phase d'extension;
- $L_0(2046)$: la charge en DBO5 à l'entrée de bassin d'aération pour 2046;
- $L_0(2031)$: la charge en DBO5 à l'entrée de bassin d'aération pour 2031.

Tous les résultats de calculs pour cette variante sont résumés dans le tableau VI.8 pour les deux horizons (2031 et 2046).

Tableau VI.8 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2031 et 2046).

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 (Phase d'extension)
Données de base			
Débit moyen journalier (Qm.j)	m ³ /j	5168.448	1688.544
Débit moyen horaire (Qm.h)	m ³ /h	215.352	70.356
Débit de pointe en temps sec (Qpts)	m ³ /h	392.7	116.1
Charge polluante à l'entrée L0	Kg DBO5/j	1511.8	493.91
La charge polluante à la sortie Lf	Kg DBO5/j	155.05	50.66
La charge polluante éliminée Le	Kg DBO5/j	1356.75	443.25
Quantité des MES à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	833.64	272.35
Quantité des MVS à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	583.548	190.65
La charge polluante en DCO (CDCO)	Kg/j		
Le rendement de l'épuration (η_{ep})	%	90	90
Dimensions du bassin d'aération			
Nombre de bassins	/	1	1
Volume d'un bassin (V)	m ³	1259.83	411.6
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 (Sh)	m ²	315	102.9
Largeur du bassin (B)	m	16	12
Longueur du bassin (L)	m	19.7	8.6
La masse totale des boues dans un bassin (Xt)	Kg/j	3779.5	1234.775
La concentration de boues dans un bassin (Xa)	Kg/m ³	3	3
Le temps de séjour dans un bassin d'aération			
Pour le débit moyen horaire	h	5.85	5.85
Pour le débit de pointe par temps sec		3.21	3.5

Tableau VI.8 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2031 et 2046).

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 (Phase d'extension)
Bilan des boues			
la quantité des boues en excès (ΔX)	Kg/j	819.59	267.77
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	85.37	27.9
Le débit spécifique par m ³ de bassin (q_{sp})	Kg/m ³ .j	0.65	0.65
Le taux de recyclage des boues (R)	%	45.45	45.45
Le débit des boues recyclées (Q_r)	m ³ /j	2349.06	767.44
Age des boues (A_b)	J	4.61	4.61
Les besoins en oxygène			
Les besoins journaliers en oxygène (q_{O_2})	Kg O ₂ /j	1097.03	358.4
Les besoins horaires en oxygène ($q_{O_2/h}$)	Kg O ₂ /h	45.71	14.93
Les besoins de pointe en oxygène ($q_{o_2,p}$)	Kg O ₂ /h	60.7	22.4
Les besoins horaires en oxygène réels ($q_{O_2 \text{ réel}}$)	Kg O ₂ /h	79.9	29.5
Les caractéristiques de l'aérateur			
La puissance d'aération nécessaire ($P_{a,n}$)	KW	60.14	19.65
La puissance de brassage (P_b)	KW	25.2	8.23
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	147.25	43.53
Hauteur du clarificateur (H)	m	4	4
Le volume du clarificateur (V)	m ³	589	174.1
Le diamètre du clarificateur (D)	m	13.7	7.5
Le temps de séjour dans le clarificateur			
Pour le débit moyen horaire	h	2.74	2.47
Pour le débit de pointe par temps sec		1.5	1.5

VI.2. 3 Traitement par boues activées à faible charge

Caractéristiques de la variante à faible charge

Le traitement par boues activées à faible charge se caractérise par :

- Charge massique: $0.1 < C_m < 0.2$ Kg DBO₅/Kg MVS. j
- Charge volumique: $0.3 < C_v < 0.6$ Kg DBO₅/ m³.j
- Concentration en Boues: ≈ 3 Kg MVS/m³
- Age des Boues: 10 à 30 jours

Les différentes charge en DBO5 et MES

- Les charges à l'entrée du bassin d'aération:

$L_0 = 2325.834 \text{ kg/j}$ (à la sortie du dessableur-dehuileur).

$MES = 2381.83 \text{ kg/j}$ (à la sortie du dessableur-dehuileur).

VI.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.

Pour le bassin d'aération, on doit tenir compte des relations de TABASSARAN :

$$1 < \frac{B}{H} < 5$$

$$3 < H < 5 \text{ m}$$

1)- Le volume du bassin d'aération

$$C_v = L_0/V$$

- C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j).

$$C_v = 0.5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3/ \text{ j}$$

- L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO₅/j).

$$L_0 = 2325.834 \text{ kg/j}$$

$$\text{D'où : } V = L_0/C_v = 2325.834 / 0.5 = 4651.668 \text{ m}^3$$

$$V = 4651.668 \text{ m}^3$$

Etant donnée le volume est un peu importante, on prend deux ouvrages de même volume,

$$\text{Donc : } V_1 = V_2 = V/2V = 4651.668/2 = 2325.84 \text{ m}^3$$

$$V = 2325.84 \text{ m}^3$$

2)-Hauteur du bassin d'aération(H)

On prend une hauteur $H = 4\text{m}$, 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 $h = 0,8\text{m}$

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

Donnée par la relation suivante :

$$S_{ha} = V / H$$

4)-Largeur du bassin d'aération(B)

$$B/H = 3 \text{ Donc : } B = 3 * H$$

5)-Longueur du bassin d'aération(L)

Donnée par la formule suivante :

$$L = S_h / B$$

6)-Masse totale des boues dans le bassin(X_t)

$$X_t = L_0 / C_m$$

Avec :

- X_t : Masse totale des boues dans l'aérateur en(Kg);
- C_m : Charge massique en (kg DBO₅/ kgMVS.j). On prend $C_m = 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{KgMVS.j}$;
- L_0 : Charge polluante à l'entrée du l'aérateur en (KgDBO₅/j).

7)-Concentration de boues dans le bassin(X_a)

$$X_a = X_t / V$$

Avec:

- X_a : concentration des boues dans le bassin (Kg/m^3);
- X_t : Masse totale des boues dans l'aérateur en Kg;
- V : Volume du bassin (m^3).

8)-Temps de séjour dans l'aérateur (T_s)

$$T_s = V / Q$$

Avec :

- T_s : Temps de séjour en(h);
 - V : Volume du l'aérateur en (m^3) ;
 - Q : Débit de la station en (m^3/h).
- Pour le débit moyen horaire : $T_s = V / Q_{m^3/h}$
- Pour le débit de pointe en temps secs : $T_s = V / Q_p$

Avec :

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

VI.2. 3.2 Bilan des boues

Le même calcul que la première variante est faite pour ce bilan des boues, donc on applique les mêmes formules que celle appliquées sur la première variante.

VI. 2.3.3 Besoins en oxygène

1)- Besoins journaliers en oxygène (q_{o2})

Dans le bassin d'aération, l'effluent chargé de matières organiques inertes est mis en présence d'une suspension bactérienne dense en milieu oxygéné. Les matières organiques contenues dans l'effluent peuvent être :

- Assimilées et transformées en matière cellulaire (anabolisme) ;
- Dégradées par oxydation pour fournir de l'énergie nécessaire à ces synthèses cellulaires (catabolisme) ;
- Absorbées et stockées par les cellules en cas d'une alimentation surabondante.

Selon l'équation générale de la consommation d'oxygène : $q_{o2} = a' L_e + b' X_t$

Avec :

$$a' = 0.53$$

$$b' = 0.1$$

2)-Besoins horaire en oxygène ($q_{o2/h}$)

$$q_{o2/h} = q_{o2} / 24$$

3)-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.

$$q_{o2} = (a' L_e / T_d) + (b' X_t / 24)$$

4)-Besoins réels en pointe en oxygène

Les besoins en oxygène réels sont nettement supérieurs à ceux calculés théoriquement selon la

formule suivante : $q_{O_2\text{réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha * \beta}$

Avec :

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épurée})} = 0.95$$

$$0.8 \leq \beta \leq 0.95 \quad \text{on prend : } \beta = 0.8$$

VI. 2.3.4 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 (N₀)

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK:

$$N_0 = (1,98 * 10^{-3} * P_a) + 1$$

Avec:

P_a: Puissance par m² du bassin tel que P_a = (70-80) w/m² On prend P_a = 75 w/m

N₀ : capacité totale d'oxygène transféré par unité de puissance dans les conditions standards;

$$N_0 = 1,98 * 10^{-3} * 75 + 1$$

$$N_0 = 1,15 \text{ kgO}_2/\text{KWh}$$

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

$$N = N_0 \left(\frac{(\beta * C_s) - C_L}{C_s} \right) * \alpha * E^{(T-20)}$$

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 ;
- β: Coefficient relatif à la présence de produits tensio-actifs
C_s (usée)/C_s(épurée): est de l'ordre de 0,95
- α: Facteur de correction qui relie le transfert d'oxygène à la surface de l'eau usée,
- 0,8 ≤ α ≤ 0,95 On prend α=0,8
- E : coefficient de température, E=1,02

Alors :

$$N = 1.15 \left(\frac{0.95 * 9.2 - 1.5}{9.2} \right) * 0.8 * 1.02^{(25-20)} = 0.27 \text{ N} = 0,8 \text{ KgO}_2/\text{KWh}$$

3)-Puissance d'aération nécessaire ($P_{a.n}$)

Cette puissance est donnée par:

$$P_{an} = q_{O_2} \cdot p / N$$

Avec :

- $P_{a.n}$: Puissance d'aération nécessaire en(KW);
- $q_{O_2} \cdot p$: besoins de pointe en oxygène en (KgO₂/h) ;
- N: quantité d'oxygène par unité de puissance en (KgO₂/KWh).

4)-Puissance de brassage(P_b)

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante:

$$P_b = P_a \cdot S_h$$

Avec :

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

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

$$N = P_{a.n} / P_b$$

VI. 2.3.5 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 moyenne charge en bassin unique).

Pour l'horizon 2046**Remarque :**

Pour le dimensionnement de la phase d'extension (horizon 2046), on a travaillé par la différence entre les débits et les charges estimées entre celles de 2046 et 2031.

1)-Pour les débits: $Q_{dim2046} = Q(2046) - Q(2031)$

Avec :

- $Q_{dim2046}$: Débit considéré pour le dimensionnement de la phase d'extension;
- $Q(2046)$: Débit considéré pour 2046 ;
- $Q(2031)$: Débit considéré pour 2031.

2)-Pour la charge en DBO₅: $L_0(\text{dim2046}) = L_0(2046) - L_0(2031)$

Avec :

- $L_0(\text{dim2046})$: La charge en DBO₅ à l'entrée de bassin d'aération pour le dimensionnement de la phase d'extension;
- $L_0(2046)$: la charge en DBO₅ à l'entrée de bassin d'aération pour 2046;
- $L_0(2031)$: la charge en DBO₅ à l'entrée de bassin d'aération pour 2031.

Tous les résultats de calculs pour cette variante sont résumés dans le tableau VI.9 pour les deux horizons (2031 et 2046).

Tableau VI.9: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2031 et 2046).

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046
			(Phase d'extension)
Données de base			
Débit moyen journalier (Qm.j)	m ³ /j	5168.448	1688.544
Débit moyen horaire (Qm.h)	m ³ /h	215.352	70.356
Débit de pointe en temps sec (Qpts)	m ³ /h	392.7	116.1
Charge polluante à l'entrée (L0)	Kg DBO5/j	2325.834	759.856
La charge polluante à la sortie (Lf)	Kg DBO5/j	77.53	50.656
La charge polluante éliminée (Le)	KgDBO5/j	1085.39	709.2
Quantité des MES à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	2381.83	778.14
Quantité des MVS à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	1667.281	544.7
Le rendement de l'épuration (η_{ep})	%	95.7	93.33
Dimensions du bassin d'aération			
Nombre de bassins	/	2	1
Volume d'un bassin d'aération (V)	m ³	2325.84	1519.72
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 (Sh)	m ²	581.46	379.93
Largeur du bassin d'aération (B)	m	16	16
Longueur du bassin d'aération (L)	m	36.35	23.75
La masse totale des boues dans un bassin (Xt)	Kg/j	5814.59	3799.28
La concentration de boues dans un bassin (Xa)	Kg/m ³	2.5	2.5
Le temps de séjour dans un bassin d'aération			
Pour le débit moyen horaire	h	21.6	21.6
Pour le débit de pointe en temps sec		11.85	13.09

Tableau VI.9 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2031 et 2046). (Suite)

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 (Phase d'extension)
Bilan des boues			
la quantité des boues en excès (ΔX)	Kg/j	832.21	544.352
La concentration des boues en excès (X_m)	g/l	9,6	9,6
Le débit de boues en excès ($Q_{excès}$)	m ³ /j	86.69	56.7
Le débit spécifique par m ³ de bassin (qsp)	Kg/m ³ .j	0.358	0.358
Le taux de recyclage des boues (R)	%	35.21	35.21
Le débit des boues recyclées (Q_r)	m ³ /j	909.91	594.54
Age des boues (A_b)	j	6.99	6.98
Les besoins en oxygène			
Les besoins journaliers en oxygène (q_{o2})	KgO ₂ /j	1105.55	722.37
Les besoins horaires en oxygène ($q_{o2/h}$)	Kg O ₂ /h	46.065	30.1
Les besoins de pointe en oxygène ($q_{o2.p}$)	Kg O ₂ /h	69.1	45.15
Les besoins horaires réels en oxygène ($q_{o2 \text{ réel}}$)	Kg O ₂ /h	90.92	59.41
Les caractéristiques de l'aérateur			
La puissance d'aération nécessaire ($P_{a.n}$)	KW	60.61	39.6
La puissance de brassage (P_b)	KW	46.52	30.39
nombre d'aérateurs dans un bassin (N)	/	2	2

Tableau VI.9 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2031 et 2046). (Suite)

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 (Phase d'extension)
Dimensions du clarificateur			
Nombre de clarificateur	/	1	1
La surface horizontale du clarificateur (S_h)	m ²	147.25	43.53
Hauteur du clarificateur (H)	m	4	4
Le volume du clarificateur (V)	m ³	589	174.1
Le diamètre du clarificateur (D)	m	13.7	7.5
Le temps de séjour dans le clarificateur	h		
Pour le débit de pointe en temps sec		2.74	2.47
Pour le débit moyen horaire		1.5	1.5

VI.2.4 Traitement tertiaire (ou la désinfection)

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

de traitement indispensable pour les eaux qui sont destinées à l'agriculture.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son raisonnable coût.

Remarque :

Le traitement tertiaire est le même pour les deux variantes, à moyenne charge et à faible charge.

Horizon 2031

VI.2.4.1 Dose du chlore à injecter journallement (Dj)

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.

$$D_j = Q_{\text{moy } j} * (Cl_2) = 5168.448 * 0,01 = 51.69 \text{ Kg/j} \quad \mathbf{D_j = 51.69 \text{ Kg/j}}$$

VI.2.4.2 Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore

On prend une solution d'hypochlorite à 48°

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

48° de chlorométrie → X

$$X = 3,17 * 20 / 1 = \mathbf{152.16 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}}$$

VI.2.4.3 Quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

1 m³(NaClO) → 152.16 Kg de Cl₂

Q_j → 51.69

$$Q_j = 51.69 / 152.16 = 0.34 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/j} \quad \mathbf{Q_j = 0.34 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/j}}$$

VI.2.4.4 Quantité annuelle d'hypochlorite

Q_a = Q_j . 365 = 0.34*365= 124 m³ (NaClO) /an

$$\mathbf{Q_a = 124 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) /an}}$$

VI.2.4.5 Dimensions du bassin de désinfection

On a:

- ✓ Q_p=392.7 m³/h (débit de pointe en temps sec) ;
- ✓ T_c=30 mn (temps de contact).

Le bassin est de forme rectangulaire :

➤ **Volume du bassin(V)**

$$V = Q_{\text{pts}} * T_s = 392.7 * 30/60 = 196.35 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 196.35 \text{ m}^3}$$

➤ **Hauteur du bassin**

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

➤ **Surface horizontale (Sh)**

$$Sh = V/H = 196.35 / 4 = 49.1 \text{ m}^2$$

$$Sh = 49.1 \text{ m}^2$$

➤ **Largeur et la longueur**

On prend : $L = 2 * B$

$$B = \sqrt{(Sh / 2)} = 4.96 \text{ m.} \quad \text{On prend:}$$

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

$$\text{Alors : } L = 2 * 5 = 10 \text{ m}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

Avec :

- B: Largeur du bassin de désinfection;
- L: Longueur de bassin de désinfection.

Horizon 2046 (Phase d'extension)

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

❖ **Débit moyen journalier**

$$Q_{m.j} = Q_{m.j}(2046) - Q_{m.j}(2031) = 6856.992 - 5168.448 = 1688.544 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{m.j} = 1688.544 \text{ m}^3/\text{j}$$

❖ **Débit de la station (débit de pointe en temps sec)**

$$Q_p = Q_p(2046) - Q_p(2031) = 508.72 - 392.7 = 116.1 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 116.1 \text{ m}^3/\text{h}$$

La forme du bassin reste la même pour les deux horizons (2031 et 2046). Les résultats de dimensionnement pour ces deux horizons sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.10 : Dimensions du bassin de désinfection pour les deux horizons (2031 et 2046).

Désignation	Unité	Horizon	
		2031	2046
			(Phase d'extension)
Données de base			
Débit moyen journalier (Q _{m.j})	m ³ /j	5168.448	1688.544
Débit de pointe par temps sec (Q _{pts})	m ³ /h	392.7	116.1
Caractéristiques du bassin			
La dose du chlore à injecter journallement	Kg/j	51.69	16.89
La quantité journalière d'hypochlorite de sodium Q _j (NaClO)	m ³ NaClO/j	0.34	0.111
La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium Q _a (NaClO)	m ³ NaClO/an	124	40.52
Volume du bassin (V)	m ³	196.35	58.05
Hauteur du bassin (H)	M	4	4
La surface horizontale (Sh)	M ²	49.1	14.52
Largeur du bassin (B)	m	5	2.7
Longueur du bassin (L)	m	10	5.4

VI.2.5 Traitement des boues

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une filière de traitement comportant l'épaississement, la stabilisation, la déshydratation et l'évacuation finale.

Horizon 2031 « moyenne charge »

VI.2.5.1 Epaississeur

Les boues primaires en provenance des décanteurs primaires et les boues biologiques en excès, après mélange, alimentent en partie centrale l'épaississeur, raclé. Les boues épaissies sont soutirées en fond d'ouvrage alors que l'eau est récupérée par surverse et rejoint le poste eaux troubles pour un retour en tête du bassin biologique.

Les boues épaissies seront dirigées vers la stabilisation aérobie.

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction donc des charges polluantes éliminées dans les décanteurs primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de:

a- Boues issues du décanteur primaire

La boue primaire : $DX_p = DBO_5e + MESe$

$$DX_p = 814.042 + 1548.19 = 2362.232 \text{ Kg/j}$$

$$DX_p = 2362.232 \text{ Kg/j}$$

b- Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires : $DX_s = 819.59 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

c- Quantité totale journalière des boues sera

$$DX_t = DX_p + DX_s = 2362.232 + 819.59 = 3181.822 \text{ Kg/j}$$

$$DX_t = 3181.822 \text{ Kg/j}$$

d- La concentration des boues

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : **7 g/l**
- Boues secondaire : **9.6 g/l**

e- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur :

➤ Débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = DX_p / S_1$$

Avec :

- DX_p : quantité issues du décanteur primaire
- S_1 : concentration des boues = 7g/l

$$Q_1 = 2362.232 / 7 = 337.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_1 = 337.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ Débit arrivant du décanteur secondaire (Q_b excès):

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 85.37 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 85.37 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Débit total (Qt)**

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 337.5 + 85.37 = 422.9 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_t = 422.9 \text{ m}^3/\text{j}$$

f- La concentration du mélange (S)

$$S = DX_t / Q_t = 3181.822 / 422.9 = 7.52 \text{ Kg/m}^3$$

$$S = 7.52 \text{ Kg/m}^3$$

Charge spécifique admissible

La charge spécifique admissible avec décanteur primaire est de **30 kg MES/m²/j**.

g- La surface horizontale

Sh = quantité totale journalière des boues / Charge spécifique admissible

$$Sh = 3181.822 / 30 = 106.1 \text{ m}^2$$

$$Sh = 106.1 \text{ m}^2$$

h- Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 106.1}{\pi}} = 11.65 \text{ m}$$

$$D = 11.65 \text{ m}$$

i- Calcul du volume de l'épaississeur :

Hauteur cylindrique = (3 – 4) m

- **Hauteur du cône** = diamètre x 0,15 = 11.65 * 0.15 = **1.75 m**
- **Volume du cône** = surface x hauteur du cône x 1/3 = 106.1 * 1.75 * 1/3 = **61.8 m³**
- **Volume de l'épaississeur** = volume cylindrique + volume du cône = S x Hauteur cylindrique + volume du cône

On s'autorise une hauteur de **3,5 m**.

$$V = (106.1 \cdot 3.5) + 61.8 = 433.15 \text{ m}^3$$

$$V = 433.15 \text{ m}^3$$

j- Temps de séjour

Temps de séjour = Volume/Débit

$$T_s = 433.15 / 422.9 = 1.02 \text{ j}$$

$$T_s = 1.02 \text{ j}$$

k- Caractéristiques des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 35 à 45 g/l.

l- Calcul du débit des boues épaissies

$C_{be} = 40 \text{ g/l}$.

$$Q_d = DX_t / 40 = 3181.822 / 40 = 79.55 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = 79.55 \text{ m}^3/\text{j}$$

Remarque

Pour une bonne efficacité, l'épaississeur doit être alimenté en continu et le plus régulièrement possible. La concentration en boue de l'alimentation doit être inférieure à 10g/L afin d'obtenir une séparation rapide de l'eau et de la boue et de disposer d'un temps suffisant long pour la phase d'épaississement.

Le temps de séjour maximum des boues épaissies dans l'ouvrage est de 48 heures.

VI.2.5.2 Stabilisateur

La stabilisation est un procédé de réduction de la matière organique par aération prolongée. A l'issue de cette étape, après l'élimination de la fraction fermentescible, tout risque de nuisances olfactives durant les stockages de la boue même prolongés est limité.

Dans notre cas on choisit la technique de stabilisation aérobie, très utilisée dans les stations de traitement de moyenne importance.

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface.

Quantité de MVS contenue dans les boues

$$\text{MES} = 2381.83 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM} = 271.35 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 2110.48 \text{ kg/j}$$

➤ Quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation

$$(\text{MVS})_{\text{sortie}} = \text{MVS} - 0,45 \cdot \text{MVS} = 2110.48 - 0,45 \cdot 2110.48 = 1160.764 \text{ kg/j}$$

$$(\text{MVS})_{\text{sortie}} = 1160.764 \text{ kg/j}$$

➤ Temps de séjour

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T}$$

Avec :

- B_{a0} : représente la quantité de MVS au temps initiale ;
- B_a : représente la quantité de MVS au temps t ;
- K_s : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de K_s s'échelonnent entre 0,5 et 0,05, nous prenons **$K_s = 0,05$** .

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0.95.$$

Et la fraction volatile stabilisée sera : $(1 - 0.95) \cdot B_a = 45\%$ de MVS stabilisé

$$0,05 B_a = 0,45 \cdot 1160.764 = 522.3438 \text{ kg}$$

Alors :

$$B_a = 10446.876 \text{ kg}$$

L'extraction journalier est de 2787.8 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{10446.876}{1160.764} = 9 \text{ jours}$$

➤ Boues en excès dans le stabilisateur

$$Q_{\text{excès}} = \text{MM} + (\text{MVS})_{\text{sortie}} = 271.35 + 1160.764 = 1432.114 \text{ kg de boues / jour}$$

$$Q_{\text{excès}} = 1432.114 \text{ kg de boues / jour}$$

VI.2.5.2.1 Dimensionnement du bassin de stabilisation**a. Masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)**

$$M_b = Q_{\text{excés}} * t = 1432.114 * 9 = 12889.026 \text{ kg.}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 35 à 45g/l.

On prend : $C_{be} = 40 \text{ g/l.}$

b. Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_b / C_{be} = 12889.026 / 40 = 322.23 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V=322.23 \text{ m}^3}$$

c. Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation

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

$$Sh = V/H = 322.23/4 = 80.56 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{Sh=80.56 \text{ m}^2}$$

d. Largeur de bassin

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : $Sh = L * l$

On a $L=2.l$

$$l = (Sh/2)^{0.5} = 6.35 \text{ m}$$

$$\mathbf{l=6.35m}$$

e. Longueur de bassin

$$L = 2.l = 2 * 6.35 = 12.7 \text{ m}$$

$$\mathbf{L=12.7 m}$$

f. Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface $2 \text{ kg O}_2 / \text{kg MVS}$ détruit.

La masse des boues détruites par jour est de 1160.764 kg/j

$$DO_2 = 2. 1160.764 = 2321.53 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$\mathbf{DO_2=2321.53 \text{ kg O}_2/\text{j}}$$

VI.2.5.3 lits de séchage :

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement. Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Les drains, disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervalles rapprochés, soit 2 à 3 jours. La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons.

Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée si le lit n'est alimenté qu'en un seul point.

1). Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b = 8\text{m}; L = 20\text{m}; H = 0,4\text{m}$$

a- Volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b * L * H$$

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

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 1160.8 \text{ kg/j}$$

$$Q_f = 1160.8 \text{ kg/j}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 80 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1 = 1160.8 / 80 = 14.51 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_1 = 14.51 \text{ m}^3/\text{j}.$$

b- Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > v_1/v = 14.51 / 64 = 0.24$$

on prend $n = 1$

c- Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * v = 12 * 64 = 768\text{m}^3$$

$$V_2 = 768\text{m}^3$$

d- Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 14.51 * 365 = 5296.15 \text{ m}^3$$

$$V_{ba} = 5296.15 \text{ m}^3$$

e- Nombre de lits nécessaire

$$N > v_{ba} / v_2 = 5296.15 / 768 = 6.9$$

$$N = 7 \text{ lits}$$

f- Surface nécessaire :

$$S = S_0 * N$$

$$\text{Où : } S_0 \text{ c'est la surface du lit de séchage : } S_0 = L * b = 20 * 8 = 160\text{m}^2$$

$$S_0 = 160\text{m}^2$$

$$S = 160 * 7 = 1120 \text{ m}^2.$$

$$S = 1120 \text{ m}^2.$$

Horizon 2046

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour l'horizon 2046 est basé sur le même principe que pour 2031. Les résultats de dimensionnement pour les deux horizons sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur et le lit de séchage (2031 et 2046).

Désignations	unité	2031	2046
Dimensionnement de l'épaississeur			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	2362.232	906.2
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	819.59	267.77
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	3181.822	1173.95
Le débit total	m ³ /j	422.9	157.36
La concentration du mélange :	Kg/m ³	7.52	7.5
Temps de séjour	j	1.02	0.96
Débit des boues épaissies	m ³ /j	79.55	29.35
Hauteur	m	3.5	3.5
Surface horizontale	m ²	106.1	39.15
Volume	m ³	433.15	150.84
Diamètre	m	11.65	7.06
Stabilisateur aérobie			
La quantité de MVS contenue dans les boues			
- MES	kg/j	2381.83	778.14
-MM		271.35	88.66
- MVS		2110.48	689.48
La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :	kg/j	1160.8	379.22
Temps de séjour :	j	9	9
Boues en excès dans le stabilisateur :	Kg /j	1432.12	467.9
La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	kg	12889.03	4210.87
Hauteur	m	4	4
Volume du bassin de stabilisation	m ³	322.23	105.3
Surface horizontale	m ²	80.56	26.33
La longueur de bassin	m	12.7	7.3
La largeur de bassin	m	6.35	3.65
Quantité d'air par jour Do ₂	Kg o ₂ /j	2321.53	758.45
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
la quantité des boues à extraire	Kg/j	1160.8	379.22
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
Volume des boues à sécher par an	m ³	5296.15	1730.2
Nombre de lits nécessaire	-	7	3
Surface nécessaire :	m ²	1120	480

Horizon 2031 et 2046 « faible charge »

La charge spécifique admissible sans décanteur primaire est comprise entre 25 et 40KgMES/m²/J. On prend : Cs= 25KgMES/m²/J.

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage pour l'horizon 2031 et 2046 sont basés sur le même principe que pour la variante à moyenne charge, excepté le stabilisateur aérobie. Les résultats de dimensionnement pour les deux horizons sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2031 et 2046).

Désignations	unité	2031	2046
Dimensionnement de l'épaississeur			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	0	0
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	832.21	544.352
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	832.21	544.352
Le débit total	m ³ /j	86.69	56.7
La concentration du mélange :	Kg/m ³	9.6	9.6
Débit des boues épaissies	m ³ /j	20.8	13.61
Temps de séjour	j	1.47	1.45
Hauteur	m	3.5	3.5
Surface horizontale	m ²	33.3	21.8
Volume	m ³	127.41	82
Diamètre	m	6.52	5.3
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
la quantité des boues à extraire	Kg/j	2110.48	689.48
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
Volume des boues à sécher par an	m ³	9636	3145.75
Nombre de lits nécessaire	-	13	5
Surface nécessaire :	m ²	2080	800

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionnés les différents ouvrages de la station d'épuration à boues activées pour les deux filières de traitement à savoir l'eau et la boue et pour les deux variantes en l'occurrence la moyenne charge et la faible charge.

Le choix de la variante à adapter pour le traitement de notre effluent se fera après l'étude de l'aspect économique des deux variantes. Par ailleurs, le choix de la variante à retenir dépend des critères suivants :

- ✓ Respect des normes exigées ;
- ✓ Simplicité dans l'exploitation ;
- ✓ Taille de l'agglomération ;
- ✓ Disponibilité du terrain ;
- ✓ Coût en investissement et en fonctionnement de chaque variante ;
- ✓ Réutilisation des eaux traitées ;
- ✓ Traitement et valorisation des boues produites.

Chapitre VII :

Etude économique

Introduction

Dans chaque étude, il est indispensable de faire une évaluation de l'aspect économique du projet afin d'adopter la variante la plus technico-économique. La mise en place d'une station nécessite la prise en compte de plusieurs dépenses à réaliser avec une étude détaillée du génie civil et l'achat de tous les équipements nécessaires.

De ce fait, nous allons procéder à une étude économique des deux variantes traitées qui sont la moyenne charge et la faible charge.

Le calcul sera effectué pour l'ensemble des ouvrages projetés à l'horizon 2031 et 2046. Le coût total d'une station d'épuration est composé des dépenses suivantes:

- ❖ Le coût d'investissement;
- ❖ Le coût de fonctionnement ou d'exploitation.

VII.1. Coût de la variante: traitement par boues activées à moyenne charge

Remarque :

Vue le manque de renseignements sur l'évolution des prix relatifs aux travaux de génie civil (coût de Terrassement, Excavation et prix du mètre cube du béton armé) à long terme, nous limiterons notre travail à l'horizon 2031 seulement.

VII.1.1. Coût d'investissement

➤ Coût de terrassement

Le prix du m³ de terrassement sera évalué à 800 DA.

L'épaisseur de la couche terrassée est de 30 cm.

Calcul du volume de couche terrassée

$$V_{\text{couche terrassée}} = 0.3 \times S_h$$

S_h : surface horizontale de l'ouvrage considéré.

$$C_i = P \times V_i \text{ (DA)}$$

$P = 800$ DA ; c'est le prix d'un m³ de terrassement; V_i : le volume de terrassement (m³)

Tableau VII. 1 : Coût du terrassement

Ouvrages	Surface (m ²)	Nombre	Volume (m ³)	Coût (DA)
-Dessableur-déshuileur	26.2	1	7.86	6 288
-Décanteur primaire	211.9	1	63.57	50 856
-Bassin d'aération	315	1	94.5	75600
-Décanteur secondaire	147.25	1	44.175	35 340
-Bassin de désinfection	49.1	1	14.73	11 784
-Epaississeur	106.1	1	31.83	25 464
-Stabilisateur	80.56	1	24.168	19 334.4
-Lit de séchage	160	7	336	268 800
Total	2056.11	8		493 466.4

Le coût total du terrassement est de **493 466.4 DA**

➤ **Coût d'excavation**

Le coût de l'excavation et la décharge revient actuellement à 700 DA/m³

Tableau VII. 2 : Coût d'excavation

Ouvrages	Sh (m ²)	Profondeur (m)	Volume (m ³)	Coût (DA)
-Dessableur-déshuileur	26.2	2	52.4	36 680
-Décanteur primaire	211.9	2	423.8	296 660
-Bassin d'aération	315	2.5	787.5	551 250
-Décanteur secondaire	147.25	2.5	368.125	257 687.5
-Bassin de désinfection	49.1	2.5	122.75	85 925
-Epaississeur	106.1	1.5	159.15	111 405
-Stabilisateur	80.56	2	161.12	112 784
-Lit de séchage	1120	0	0	0
Total	2056.11		2 074.845	1 452 391.5

➤ **Coût du béton armé**

Le coût du béton revient actuellement à 40000 DA/m³

Le prix unitaire du fer : 80 DA/ kg.

On a le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer. On prend 80 kg/m³

Donc le coût du m³ de béton armé:

$$P_u = (80 \times 80) + 40000 = 46400 \text{ DA}$$

- **Calcul du volume de béton armé**

L'épaisseur du radier d'ouvrage est prise : 30 à 40 cm. L'épaisseur du mur e_m : 15 à 30cm.

On prend alors les valeurs e_r : 30cm et e_m : 35cm

- Le volume du béton armé pour les murs : $V_m = e_m .H.P$

H: hauteur de l'ouvrage en (m);

P : périmètre de l'ouvrage (m);

- Le volume du béton armé pour les radiers : $V_r = e_r .Sh$

- **Coût total du béton armé**

$$C_{tBa} = P_u \times V_{tba} \quad (\text{DA})$$

P_u : prix unitaire du m³ du béton armé.

Tableau VII.3 : Coût du béton armé.

Ouvrages	Nbr	Volumes		Vtb	Cout Cbf (DA)
		Vbr	Vbm		
Dessableur-déshuilleur	1	9.17	9.31	18.48	857 472
Décanteur primaire	1	74.165	17.325	91.49	4 245 136
Bassin d'aération	1	110.32	102.82	213.14	9 889 696
Décanteur secondaire	1	51.54	16.44	67.98	3 154 272
Bassin de désinfection	1	17.5	36	53.5	2 482 400
Epaississeur	1	37.14	12.24	49.38	2 291 232
Stabilisateur	1	28.2	45.72	73.92	3 429 888
Lit de séchage	7	392	47.05	439.05	20 371 920
Total					46 722 016

Le coût total du béton armé est de **46 722 016 DA**

✓ **Coût total du génie civil**

$$C_{gc} = C_t + C_{ex} + C_{tBa}$$

C_t : Coût total du terrassement.

C_{ex} : Coût total de l'excavation.

C_{tBa} : Coût total du béton armé.

$$C_{gc} = 493\,466.4 + 1\,452\,391.5 + 46\,722\,016 = 48\,667\,873.9 \text{ DA} \quad C_{gc} = 48\,667\,873.9 \text{ DA}$$

➤ **Coût des voiries et réseaux divers (VRD)**

Le coût des VRD est estimé à 25% de C_{gc} .

$$C_{vrd} = 0.25 * 48\,667\,873.9 = 12\,166\,968.48 \text{ DA} \quad C_{vrd} = 12\,166\,968.48 \text{ DA}$$

➤ **Coût des installations hydromécaniques**

Il est estimé à 60% du coût de G.C et VRD:

$$C_{eq} = 0.6 * (48\,667\,873.9 + 12\,166\,968.48) = 36\,500\,905.43 \text{ DA}$$

$$C_{eq} = 36\,500\,905.43 \text{ DA}$$

✓ **Coût total des investissements de la station :**

$$C_{Ti} = C_{gc} + C_{vrd} + C_{eq} = 97\,335\,747.81 \text{ DA} \quad C_{Ti} = 97\,335\,747.81 \text{ DA}$$

VII.1.2. Coût de fonctionnement:

➤ **Frais de la main d'œuvre**

Le coût de la main d'œuvre sera de 5% du coût d'investissement ce qui donne:

$$C_{mo} = 0.05 * C_{Ti}$$

$$C_{mo} = 4\,866\,787.39 \text{ DA} \quad C_{mo} = 4\,866\,787.39 \text{ DA}$$

➤ **Coût de l'énergie électrique**

Le coût de l'énergie électrique est calculé à l'aide de l'expression suivante :

$$C_e = P_u * P_s \quad (\text{source sonelgaz})$$

P_u : prix unitaire de l'énergie électrique $P_u = 1.78 \text{ DA/kwh}$.

P_s : Besoin en énergie électrique pour 1 m^3 d'eau à traiter = 1.1 kwh/ m^3

$$D'où C_e = 1.96 \text{ DA/m}^3$$

Coût annuel de l'énergie électrique $C_{ea} = Q_a * C_e$

Q_a : le débit annuel à traiter à 2031.

$$C_{ea} = (9423.65 * 365) * 1.96 = 6\,741\,677.78 \text{ DA}$$

➤ **Coût des réactifs chimiques**

Le prix du m^3 de Na Cl est de 12000 DA.

Le coût annuel de l'hypochlorite de Sodium sera :

$$C_R = Q_a \times P_u$$

$$C_R = 124 \times 12000 = 1\,488\,000 \text{ DA}$$

➤ **Coût de renouvellement du matériel électromécanique :**

Il est estimé à 5% du coût de l'investissement d'où:

$$C_{Rm} = 0,05 * 97\,335\,747,81 = 4\,866\,787,39 \text{ DA}$$

➤ **Le coût des frais financiers**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement d'où :

$$C_{ff} = 0,05 * 97\,335\,747,81 = 4\,866\,787,39 \text{ DA}$$

✓ **Le coût du fonctionnement total**

$$C_{ft} = C_{mo} + C_{ea} + C_r + C_{rm} + C_{ff} = (4\,866\,787,39 * 3) + 6\,741\,677,78 + 1\,488\,000$$

$$C_{ft} = 22\,830\,039,95 \text{ DA}$$

VII.1.3. Calcul du prix du m³ d'eau à traiter:

➤ **Coût d'investissement annuel**

C_{AA} = coût d'investissement / durée d'amortissement

$$C_{AA} = 97\,335\,747,81 / 30 = 3\,244\,524,93 \text{ DA}$$

➤ **Coût annuel de la station :**

$$C_{TS} = C_{AA} + C_{ft} = 3\,244\,524,93 + 22\,830\,039,95 = 26\,074\,564,9 \text{ DA}$$

➤ **Calcul du prix du m³ d'eau épurée**

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2031 est :

$$V_{an} = 9423,65 * 365 = 3\,439\,632,25 \text{ m}^3.$$

Le cout du m³ épurée sera alors :

$$C_e = C_{TS} / V_{an} = 26\,074\,564,9 / 3\,439\,632,25 \quad C_e = 7,58 \text{ DA}$$

VII.2 : Coût de la variante: Traitement par boues activées à faible charge

VII.2.1. Coût d'investissement

➤ **Coût de terrassement**

$$C_i = 800 \times V_i \text{ (DA)}$$

Tableau VII.4 : Coût du terrassement.

Ouvrages	Surface (m ²)	Nombre	Volume (m ³)	Coût (DA)
-Dessableur-déshuileur	26.2	1	7.86	6 288
-Bassin d'aération	581.46	2	348.88	279 104
-Décanteur secondaire	147.25	1	44.175	35 340
-Bassin de désinfection	49.1	1	14.73	11 784
-Epaississeur	33.3	1	10	8000
-Lit de séchage	160	13	624	499 200
Total				839 716

Le cout total du terrassement est de : **839 716 DA**

➤ **Coût d'excavation**

Le coût de l'excavation revient actuellement à 700 DA/m³

Tableau VII.5: Coût d'excavation.

Ouvrages	Sh (m ²)	Profondeur (m)	Volume (m ³)	Coût (DA)
Dessableur-déshuileur	26.2	2	52.4	36 680
Bassin d'aération	1162.92	2.5	2907.3	2 035 110
Décanteur secondaire	147.25	2.5	368.125	257 687.5
Bassin de désinfection	49.1	2.5	122.75	85 925
Epaississeur	33.3	1.5	49.95	34 965
Lit de séchage	2080	0	0	0
Total				2 450 368

Le cout total de l'excavation est de : **2 450 368 DA**

➤ **Coût total du béton armé**

Tableau VII.6: Coût du béton armé.

Ouvrages	Nbr	Volumes		Vtb	Cout Cbf
		Vbr	Vbm		(DA)
Dessableur-déshuilleur	1	9.17	9.31	18.48	857 472
Bassin d'aération	2	407.12	301.536	708.656	32 881 638
Décanteur secondaire	1	51.54	16.44	67.98	3 154 272
Bassin de désinfection	1	17.5	36	53.5	2 482 400
Epaississeur	1	11.655	6.846	18.501	858 446.4
Lit de séchage	13	728	87.36	815.36	37 832 704
Total					78 066 933

Le cout total du béton armé est de : **78 066 933 DA**

➤ **Coût total du génie civil**

$$C_{TGC} = C_T + C_{EX} + C_{TBA} = \mathbf{81\ 357\ 016\ DA}$$

➤ **Coût des voisines et réseau divers VRD**

$$C_{VRD} = \mathbf{20\ 339\ 254\ DA}$$

➤ **Coût des installations hydromécaniques et équipement**

$$C_{eq} = \mathbf{61\ 017\ 762\ DA}$$

✓ **Coût total des investissements de la station**

$$C_{Ti} = C_{TGC} + C_{VRD} + C_{eq} = \mathbf{162\ 714\ 033\ DA}$$

VII.2.2. Coût de fonctionnement

➤ **Coût de la main d'œuvre**

$$C_{mo} = \mathbf{8\ 135\ 702\ DA}$$

➤ **Coût de l'énergie électrique**

$$C_{ea} = \mathbf{6\ 741\ 679.21\ DA}$$

➤ **Coût des réactifs chimiques**

$$C_R = 124 \times 12000 = \mathbf{1\ 488\ 000\ DA}$$

- **Coût des renouvellements du matériel électro-mécanique**

$$C_{Rm} = 8\,135\,702 \text{ DA}$$

- **Le cout des frais financiers**

$$C_{ff} = 8\,135\,702 \text{ DA}$$

- ✓ **Coût du fonctionnement total**

$$C_{FT} = C_{mo} + C_{ea} + C_R + C_{Rm} + C_{ff} = 32\,636\,784.1 \text{ DA}$$

VII.2.3. Calcul du prix du m³ d'eau à traiter

- **Coût d'investissement annuel**

$C_{AA} = \text{coût d'investissement} / \text{durée d'amortissement}$

$$C_{AA} = 5\,423\,801.09 \text{ DA}$$

- **Coût annuel de la station d'épuration**

$$C_{TS} = C_{AA} + C_{FT} = 38\,060\,585.2 \text{ DA}$$

- **Calcul du prix du m³ d'eau épurée**

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2031

$$V_{an} = 365 * 9423.25 = 3\,439\,632.25 \text{ m}^3/\text{an}$$

- ✓ **Le cout du m3 épurée**

$$C_e = C_{TS} / V_{an} \quad \text{alors :} \quad C_e = 11.07 \text{ DA.}$$

Conclusion

D'après l'étude de l'aspect économique des deux variantes proposées, on constate que le coût de réalisation et de fonctionnement de notre station d'épuration ainsi que le mètre cube d'eau épurée dans la variante à faible charge revient plus couteux que celui à moyenne charge.

L'aspect technique nous montre aussi que le rendement de la variante à moyenne charge est suffisamment approprié pour le traitement de notre effluent.

Par conséquent, nous allons opter pour la variante à moyenne charge dans le fonctionnement de notre station.

Chapitre VIII :
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 vont nous permettre de dimensionner les différentes conduites de rejet, conduites reliant les ouvrages.

Les cotes de radier et piézométriques des différents ouvrages sont à déterminer pour assurer le bon fonctionnement de la station du point de vue hydraulique.

Le dimensionnement adéquat de ces ouvrages est tributaire du débit de pointe en temps sec.

Afin de ne pas affecter le rendement épuratoire de la station d'épuration, ces derniers doivent être adéquatement dimensionnés.

Remarque :

Nous allons opter pour le PEHD comme matériau pour nos conduites présentes dans notre station, car il présente de bonnes caractéristiques hydrauliques (du point de vue dureté, étanchéité, résistance à la corrosion et faible rugosité).

VIII.1 Arrivée des eaux usées vers la station d'épuration

L'arrivée des eaux à la station d'épuration est comme suit :

Du fait que notre réseau d'assainissement est du type séparatif, le dimensionnement d'un déversoir d'orage à l'amont de notre station d'épuration nous sera épargné, puisqu'on n'aura pas une surcharge hydraulique dans la station lors des précipitations.

Les eaux pluviales sont déversées directement dans l'oued à proximité de notre site d'implantation et les eaux usées sont dirigées vers les différents ouvrages de la station.

L'emplacement des différents ouvrages va suivre le sens de la pente naturelle du terrain pour qu'on ait un écoulement gravitaire le long de la chaîne d'épuration.

Pour le poste de relevage ainsi que le puisard, nous n'aurons pas besoin de les dimensionner puisque la pente du terrain va nous assurer un écoulement gravitaire du réseau d'assainissement vers notre station d'épuration.

VIII .2 Dimensionnement de la conduite By-pass

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{pts} = 0,142 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 1,3% et elle devrait intervenir lors d'un danger sur la station, et l'eau est dirigée vers le milieu récepteur. Comme on doit avoir une grille de même dimension que le dégrilleur.

- ✓ $Q_{pts} = 0,142 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $I = 1,3\%$

D'après l'abaque de Bazin (Annexes 01) :

- ✓ $D_n = 400 \text{ mm}$
- ✓ $Q_{ps} = 0.145 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $V_{ps} = 1.25 \text{ m/s}$

Et d'après l'autre abaque (Annexes 02) :

$RQ = 0,98$; $RH = 0,8$; $RV = 1.13$.

VIII.3 Dimensionnement de la conduite d'amené des eaux usées vers la STEP

✓ $Q_{pts} = 0,143 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau VIII.1 : Diamètre de la conduite d'amené

Pnts	L (m)	ΔH (m)	I (%)	Q (m^3/s)	D (mm)	Qps (m^3/s)	Vps	RQ	RH	RV	H (m)	Qmin	Vmin	Qps/10	Qps/100	Auto curage
A-B	416	0.6	0.75	0.142	450	0.21	1.15	0.68	0.6	1.05	0.36	0.142	1.21	0.021	0.0021	Vérifié
B-C	72	0.35	2	0.142	400	0.19	1.5	0.75	0.65	1.09	0.23	0.142	1.64	0.019	0.0019	Vérifié

VIII.4 Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne piézométrique.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.2 : Côtes terrain naturel d'implantation des différents ouvrages.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur grossier	381
Dégrilleur moyenne	379
Déssableur-déshuileur	378.8
Decanteur	378.6
Bassin d'aération	378.6
Décanteur secondaire	378.45
Bassin de désinfection	378.25

VIII.5 Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Le matériau choisi pour les conduites reliant les ouvrages est le PEHD

➤ **Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :**

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$Leq = 1,15 \cdot L_{réelle}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.3 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station.

Ouvrages	L réelle (m)	Leq = 1,15 .L _{réelle} (m)
Dégrilleur -Déssableur-deshuilleur	8,4	12,60
Déssableur-deshuilleur - Décanteur I	8,55	12,83
Décanteur I - Bassin d'aération	13,15	19,73
Bassin d'aération -Décanteur II	9,45	14,18
Décanteur II- Bassin de désinfection	10,55	15,83

➤ **Calcul des côtes piézométriques et de radier dans les différents ouvrages:**

Pour le calcul des côtes piézométriques, on a l'expression suivante:

$$C_{pi} = C_{ri} + H_i$$

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:

$$\Delta H = C_{p(i)} - C_{p(i+1)}$$

➤ **Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages:**

Dans les calculs on utilisera la loi de DARCY:

$$\Delta H = K * L * Q^\beta / (D^m) \quad \text{donc :} \quad D = \sqrt[m]{K * L * Q^\beta / \Delta H}$$

Tableau VIII.4 : Les caractéristiques de la tuyauterie.

Tuyau	K	M	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
PEHD	0,001052	4,774	1,77

On opte pour le PEHD avec :

- ✓ $K = 0,001051$;
- ✓ $m = 4,774$;
- ✓ $\beta = 1,77$.

On résume les calculs dans le tableau qui suit :

Tableau VIII.5: Calcul des pertes de charge et des diamètres 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	379	380	0.6	380.6	8.4	0.2	225
Dégraisseur-déssableur	378.8	376.75	3.65	380.4			
Decanteur I	378.6	376.45	2.8	379.25	8.55	1.35	150
Bassin d'aération	378.6	375.05	4	379.05	13.15	0.2	250
Clarificateur	378.45	374.6	4	378.6	9.45	0.45	200
Bassin désinfection	378.25	374.25	4	378.25	10.55	0.35	225

Conclusion

Pour le bon fonctionnement hydraulique de la station d'épuration, il faut bien appliquer les chiffres trouvés dans ce chapitre, car l'assurance de l'épuration et l'assurance d'un bon rendement d'élimination en dépend.

Chapitre IX :
Gestion et
exploitation de la
STEP

Introduction

L'épuration des eaux usées constitue un axe stratégique pour l'équilibre hydrique et écologique. Par conséquent, d'importants programmes de réalisation des stations d'épuration ont été conçus et lancés pour protéger la ressource. L'ONA exploite 124 stations réparties sur l'ensemble du territoire national et toutes les stations à boues activées disposent de laboratoire de contrôle. Les procédés les plus répandus utilisés sont à boues activées et à lagunage naturel. Le facteur de la ressource est prédominant pour la majorité des stations. Cependant, depuis 2006 le facteur récupération des eaux usées est intégré progressivement dans le fonctionnement pour quelques stations d'épuration ^[6].

A l'instar de ce qui se passe pour la production d'eau potable, l'épuration des eaux usées fait, elle aussi, l'objet de contrôles. Ces derniers consistent en une série de mesures pratiquées par l'exploitant de la station d'épuration. Elle permet de mesurer l'efficacité de l'épuration, de s'assurer du respect des normes de rejets, de la bonne élimination ou évacuation des sous-produits de l'épuration (boues, graisses, etc.) et de détecter les éventuelles anomalies de fonctionnement de l'installation.

Ainsi, pour un meilleur suivi et contrôle de la qualité des eaux, l'ONA est doté d'un laboratoire central et de plusieurs laboratoires de contrôle répartis sur toutes les stations d'épuration.

La gestion et la surveillance de la future station de TIZI GHENIFF doit être organisée en trois fonctions principales :

- ✓ Une fonction exploitation ;
- ✓ Une fonction maintenance ;
- ✓ Une fonction laboratoire.

- **Exploitation :**

Elle se fait selon des équipes chargées à l'organisation du travail qui assure la surveillance du fonctionnement de la station ; et l'entretien des ouvrages.

- **Maintenance :**

La structure de maintenance assure l'ensemble des opérations d'entretien préventif et intervient sur les équipements (mécaniques, Electromécaniques et hydrauliques).

- **Laboratoire :**

Le laboratoire a pour mission principale le contrôle de la qualité des eaux à l'entrée et à la sortie (avant et après l'épuration). Il effectue l'ensemble des analyses nécessaires au contrôle et à la régulation du processus d'épuration.

IX. 1 Personnel de la STEP

Les détenteurs de STEP mettent un personnel suffisant à disposition pour assurer l'exploitation. Ils délèguent l'accomplissement de leurs devoirs légaux aux exploitants de la STEP. Les personnes responsables de l'exploitation doivent posséder les connaissances spécialisées requises et doivent être en mesure de déceler rapidement les anomalies de fonctionnement et de prendre les mesures qui s'imposent ^[5].

IX. 1.1 Formation du personnel

L'office national d'assainissement (ONA) exige la formation des exploitants des stations d'épurations proposant des cours en bloc pour assurer la formation de base et spécifique, de même que la formation continue du personnel des stations d'épuration ^[6].

Le personnel d'exploitation doit également suivre régulièrement des cours de formation continue, afin d'actualiser ses connaissances. Les cantons complètent souvent la formation de base et continue en organisant eux-mêmes des séances de formation ou en proposant des offres individuelles (conférences du personnel exploitant, aide pour l'analyse en laboratoire, etc.) ^[5].

Le personnel auxiliaire et celui du service de permanence, régulièrement sollicités, doivent être en mesure de s'acquitter de manière professionnelle/compétente des tâches qui leur incombent. Ces personnes devraient dès lors être au bénéfice du certificat de compétence, ou d'une formation équivalente, suivre des cours de formation et de formation continue et acquérir une expérience pratique suffisante à la station d'épuration concernée ^[5].

IX. 1.2 Responsabilité du personnel

Les objectifs qualitatifs d'une gestion économique et écologique de la station ainsi que les tâches assignées au personnel sont consignés par écrit dans un cahier des charges dont voici les points essentiels:

- Compétences organisationnelles et d'exploitation;
- Domaines de responsabilité;
- Organisation des remplacements ainsi que du service de permanence ou du service du week-end ^[5].

IX. 2 Contrôle du fonctionnement

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs....etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages ou ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux ^[51]:

a) 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.

b) 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 ;
- ✓ un bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station ;
- ✓ 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.

IX.3 Entretien des ouvrages de la STEP

IX.3.1 Les prétraitements

Le bon fonctionnement des ouvrages constituant les pré-traitements est important quelle que soit la taille de la station. Leur défaillance a une incidence négative sur le rendement épuratoire global. Même si ces équipements ont des rendements modestes en termes d'abattement de pollution, ils ont une fonction majeure de protection des équipements situés en aval.

En règle générale, les principales recommandations sont la limitation des temps de séjour de l'eau dans les ouvrages et l'extraction rapide des refus de traitement.

a) Le dégrilleur :

- ✓ Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux ;
- ✓ Noter les quantités de refus journalier ;
- ✓ vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement ;
- ✓ vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

b) Déssableur-déshuileur :

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté ;
- ✓ vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation ;
- ✓ vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement ;
- ✓ faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

IX.3.2 Le traitement primaire

La présence d'un décanteur primaire est un facteur favorable au développement des bactéries filamenteuses pour deux raisons principales :

- le faible lestage du floc par diminution de la fraction particulaire ;
- l'état de carence nutritionnelle (carbone) ;
- aggravée pour les bactéries du floc du bassin d'aération.

Une extraction régulière des boues est nécessaire afin de maintenir un faible volume de boue en fond du décanteur. Le maintien d'une concentration en boue inférieure à $15 \text{ g} \cdot \text{l}^{-1}$ permet de limiter le temps de séjour de la boue.

Le décanteur primaire ayant souvent vocation à être une étape de finition des pré-traitements, les flottants devront être évacués régulièrement vers la filière boue et non retournés en tête de station.

En cas de sous-charge de l'installation et dans la mesure du possible, il est fortement souhaitable de by passer cet ouvrage. Dans ce cas, il est important de veiller au bon fonctionnement des étapes du pré-traitement et de maîtriser l'aération dans le bassin d'aération.

IX.3.3 Bassin d'aération :

- ✓ Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement ;
- ✓ Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs ;
- ✓ Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène) ;
- ✓ Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

IX.3.4 Clarificateur :

- ✓ Maintenir le clarificateur en état de propreté ;
- ✓ Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes ;
- ✓ Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES) ;
- ✓ Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

IX.3.5 Bassin de désinfection

- ✓ Maintenir le poste en état de propreté ;
- ✓ Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs ;
- ✓ Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration ;
- ✓ Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore ;
- ✓ Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

IX.3.6 Lits de séchage :

- ✓ Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désaffecté et ratissé afin de régulariser la masse filtrante ;
- ✓ Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm ;
- ✓ Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre ;
- ✓ Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refait complètement, les drains seront colmatés ou brisés) ;
- ✓ Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

IX.3.7 Epaisseur :

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté ;
- ✓ Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m ;
- ✓ Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux sur versées et des boues épaissies ;
- ✓ Relever les volumes des boues soutirées des épaisseur ;
- ✓ Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

IX.4 Laboratoire de la station d'épuration

Toute station d'épuration doit être impérativement équipée d'un laboratoire qui a pour mission principale le contrôle de la qualité des eaux à l'entrée et à la sortie (avant et après l'épuration). Il effectue l'ensemble des analyses nécessaires au contrôle et à la régulation du processus d'épuration pour les deux filières eau et boues.

IX.4.1 Les mesures réalisées au sein du laboratoire

- Mesure de la turbidité ;
- Mesure de pH et de la température ;
- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO) ;
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅) ;
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous ;
- Mesure de la quantité de la quantité des sels nutritifs (azote et phosphore) ;
- Recherche des substances toxiques ;
- Mesure concernant les boues.

Le laboratoire Central est doté d'un équipement performant répondant aux nouvelles technologies à savoir ^[6]:

- ✓ Spectrophotomètre à absorption atomique ;
- ✓ Spectrophotomètre UV visible ;
- ✓ Distillateur pour NTK ;
- ✓ Poste de minéralisation DCO et NTK ;
- ✓ PH-mètre ;
- ✓ Photomètre de flamme ;
- ✓ Oxymètre ;
- ✓ Conductimètre ;
- ✓ Etuves universelles ;
- ✓ DBO mètre ;
- ✓ Four à moufle ;
- ✓ Centrifugeuses.

• Mesure de la turbidité

Ce test nous permet d'avoir le degré d'épuration atteint après la décantation secondaire.

L'épreuve la plus couramment utilisée est cependant l'évaluation de la transparence de l'effluent traité à l'aide d'un disque de SECHEL. Ce disque de 0,50 cm, sera plongé lentement dans l'eau. Le niveau d'eau (h) repéré sur la tige métallique graduée fixée au centre du disque, nous renseignera sur la qualité de l'eau selon ces données.

- $h < 20\text{cm}$ → l'eau est mauvaise ;
- $40 < h < 50$ → l'eau est bonne ;
- $h < 60$ → l'eau est très bonne.

- **Mesure de la teneur en oxygène dissous**

La mesure de la teneur en oxygène dissous est réalisée à l'aide d'une sonde (sonde à oxygène) dans le bassin d'aération 15 mn après la mise en route des systèmes d'aération. Le but de cette opération est de :

- Mesurer une concentration moyenne en oxygène dissous comprise entre 0,50 et 2 mg/l,
- Suivre l'évolution de la teneur en oxygène dissous après l'arrêt des dispositifs d'aération.

- **Mesure de pH et température**

La mesure de pH est indispensable et cela pour connaître le degré d'alcalinité et d'acidité du milieu.

La mesure du pH doit être faite à l'entrée de la station et cela pour prendre toutes les mesures pour le bon fonctionnement des ouvrages.

Pour maintenir la température nécessaire aux bactéries et surtout durant la période froide la mesure de la température est très recommandée.

- **Mesure concernant les boues**

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- ✓ Le taux de recirculation des boues ;
- ✓ Le taux d'aération ;
- ✓ Le taux des boues en excès.

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS/l. Si :

- $MVS > 3g/l$ on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération.
- $MVS < 3g/l$ on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération.

IX.5 Hygiène et sécurité

Tout ouvrage d'assainissement (réseau et station d'épuration) peut présenter un danger si certaines précautions, souvent élémentaires, ne sont pas respectées ^[6].

IX.5.1 L'infection

Les effluents sont riches en agents pathogènes très dangereux (typhoïde, hépatite, tétanos, méningite, poliomyélite, parasitoses, leptospirose...).

- ✓ **Comment se protéger**

- Avoir une hygiène régulière des locaux ;
- Eviter les contacts directs avec les eaux (en particulier les eaux brutes et boues) ;
- Utiliser des EPI adaptés : gants, combinaison.... ;
- Prendre soin de la propreté des mains et des vêtements après intervention (risque de propagation de l'infection) ;

- Se laver les mains avec un savon antibactérien ;
- Rincer puis laver les vêtements souillés à part ;
- Ne pas fumer, ni manger sans nettoyage des mains avec un bactéricide ;
- Prévoir une petite trousse de secours pour les petits soins (écorchures, coupures, brûlures...) ;
- Se faire vacciner et penser aux rappels : (tétanos, typhoïde, hépatite, leptospirose).

IX.5.2 Produits dangereux

Certaines unités de traitement intègrent dans leur processus des produits dangereux (chlorure ferrique, acide sulfurique, polymère...). Par ailleurs, les réactifs utilisés dans les tests analytiques sont souvent très agressifs.

✓ Comment se protéger

- Si possible travailler à proximité d'un point d'eau potable ;
- Lire les étiquettes d'information et respecter les consignes d'utilisation et de stockage.
- Porter les EPI nécessaires.

IX.5.3 Dangers mécaniques

- Ranger l'outillage correctement ;
- Fermer les accès après chaque intervention ;
- Prévoir des carters de protection autour des équipements en mouvement (dégrilleur, pont racleur...)
- Maintenir les passerelles et garde-corps en bon état (attention à la corrosion).

• Lors d'une intervention sur un équipement électromécanique :

- Installer des arrêts d'urgence type « coup de poing » près des équipements électromécaniques. (Ne pas les utiliser pour arrêter un appareil en vue d'une intervention courante) ;
- Consigner électriquement l'équipement (ouverture du sectionneur à fusible) ;
- Attention aux automatismes.

IX.5.4 Dangers électriques

En règle générale, les moteurs utilisés dans le traitement des eaux usées sont alimentés en 400 V (triphase). Les risques d'électrocution mortelle sont donc accrus.

✓ Comment se protéger

- Veiller au bon état de tous les éléments électriques (câbles, conducteur, boîte de raccordement...)
- Contrôler l'absence d'humidité dans l'armoire électrique ;
- Vérifier l'efficacité de la prise de terre.

Toute intervention dans l'armoire électrique doit être réalisée par du personnel habilité : Tout bricolage est à proscrire. Pour plus de sécurité, il est impératif de faire contrôler la conformité des équipements électriques (armoire et moteurs) par un organisme agréé et cela une fois par an.

IX.5.5 Noyade

Les ouvrages utilisés dans le traitement des eaux sont souvent profonds et rarement équipés d'échelle pour en sortir.

✓ Comment se protéger

- Eviter de marcher sur des parois de bassins dépourvus de passerelles ;
- En période de gel, prévoir de la sciure, du sel ou du sable pour éviter les glissades ;
- Panneaux de signalisation de dangers ;
- Brassière, gilet de sauvetage.

IX.5.6 Gaz

Les gaz émanant des eaux usées peuvent provoquer des incendies, des explosions ou entraîner l'asphyxie du personnel qui y est exposé.

✓ **Comment se protéger**

- Avant toute intervention, pensez à bien ventiler au préalable ;
- Avant de descendre, utiliser si possible un détecteur de gaz.

Dans tous les cas, il est interdit de descendre seul et il est impératif qu'un équipier reste à l'air libre, muni d'une corde de rappel.

Danger H2S : C'est un gaz présent en quantité plus ou moins importante dans les réseaux d'assainissement. Etroitement lié à la septicité des eaux usées, il peut être mortel.

Sa particularité est qu'à forte concentration, il devient inodore (il paralyse le nerf olfactif) et mortel. Les risques de présence d'H2S sont accrus en présence de réseau d'assainissement long ou de faible débit.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité les tâches principales d'exploitations pour pouvoir assurer une bonne gestion de notre station d'épuration et une optimisation d'épuration de notre effluent.

La compétence du personnel d'exploitation ainsi que les moyens offerts à leur disposition vont jouer un rôle décisif pour l'atteinte des objectifs tracés, à savoir :

- ✓ Surveillance des eaux usées et des eaux traitées ;
- ✓ Réglage des paramètres de fonctionnement de la chaîne d'épuration.

Conclusion générale

Dans le but de la protection de la ressource en eau ainsi que la santé publique, la conception d'une station d'épuration au niveau de la commune de Tizi Gheniff se présente comme la meilleure alternative pour faire face au danger de pollution.

Certes, le procédé adapté au niveau de notre station est à boues activées puisque la nature des rejets est purement urbaine d'où les effluents sont biodégradables. Le rapport DCO/DBO5 nous apporte qu'un traitement biologique sera suffisant avec adaptation de la couche microbienne. En Algérie, le procédé d'épuration à boues activées reste le plus utilisé parce qu'il nécessite des surfaces réduites et assure une meilleur qualité de l'effluent rejeté avec de bons rendements épuratoires.

Dans notre projet, le choix de la variante à adopter s'est arrêté sur la variante à moyenne charge puisqu'elle s'est avérée la meilleure économique avec un rendement aussi bon que celle à faible charge ainsi que la taille des ouvrages à implanter dans le terrain choisit. Pour les objectifs visés, la région de Tizi Gheniff qui est connue pour son caractère agricole pourra bénéficier des eaux épurées et de la boue.

Il est à noter que la rentabilité et la durabilité d'une station d'épuration sont quasiment liées à la bonne gestion et l'entretien de celle-ci, raison pour laquelle, beaucoup de stations restent inexploitées à ce jour.

Reste à espérer que la station d'épuration de la commune de Tizi Gheniff verra le jour et que le présent travail servira de document d'inspiration.

Références bibliographiques

[1] **M^{me} S.HOULI** : Cours 2^{ème} et 3^{ème} Année second cycle.

[2] **M^{me} TAFAT** : Cours 2^{ème} et 3^{ème} Année second cycle.

AUDIC, JM. VIRLOGET, F. CORNICE, R. (2002) LYONNAISE DES EAUX :
Traitement des eaux usées urbaines, Centre International de Recherche sur l'Eau et l'Environnement, École Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg.428p.

[3] © **Cemagref 2004** – Cemagref Éditions – ISBN 2-85362-630-X. *Traitement du phosphore dans les petites stations d'épuration en boues activées*. Gaëlle Deronzier, Jean-Marc Choubert (Cemagref) – Document technique FNDAE n° 29.

[4] © **Cemagref 2001** – Cemagref Éditions – ISBN 2-85362-555-9 – *Traitement de l'azote dans les stations d'épuration biologique des petites collectivités* – Gaëlle Deronzier, Sylvie Schérite, Yvan Racault, Jean-Pierre Canler, Alain Liénard, Alain Héduit, Philippe Duchène (Cemagref) – Document technique FNDAE n° 25.

Université virtuelle environnement et développement durable (UVED) 2005 : *Station à boue activée*, [en ligne] : http://uved-ensil.unilim.fr/co/Module_11.html.

<http://hmf.enseiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/2369>

Institut National Polytechnique de Toulouse (INP-ENSEEIH) 1907 : *Dimensionnement des unités de traitement*, [en ligne] :

<http://hmf.enseiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/2369>

[5] **Schärer M. et al. 2014:** *Exploitation et contrôle des stations d'épuration. Aide à l'exécution pour les stations centrales d'épuration des eaux usées*. Office fédéral de l'environnement, Berne. L'environnement pratique n° 1418: 37 p.

[6] **Office National de l'Assainissement (ONA) 2001 :** [en ligne] :<http://www.ona-dz.org/Exploitation-et-maintenance.html>

<http://www.ona-dz.org/Formation.html>

<http://www.ona-dz.org/article/hygiene-et-securite.html>

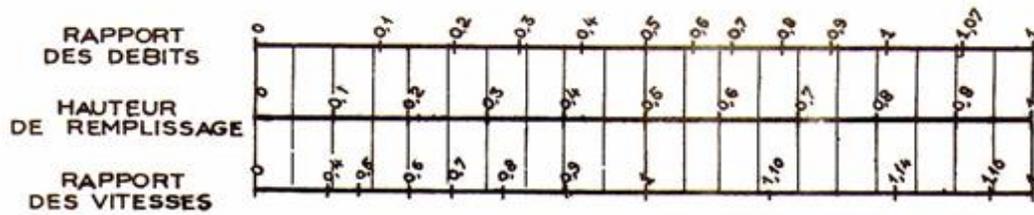
Annexes

ANNEXE 1

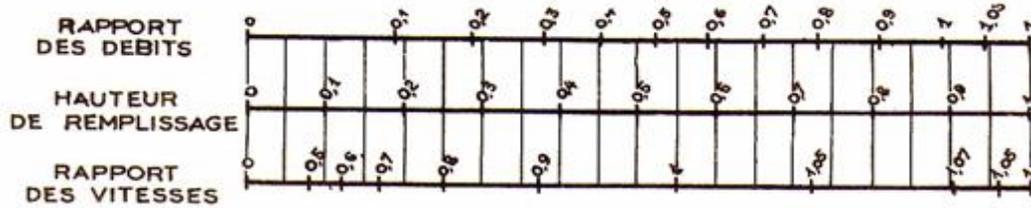
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



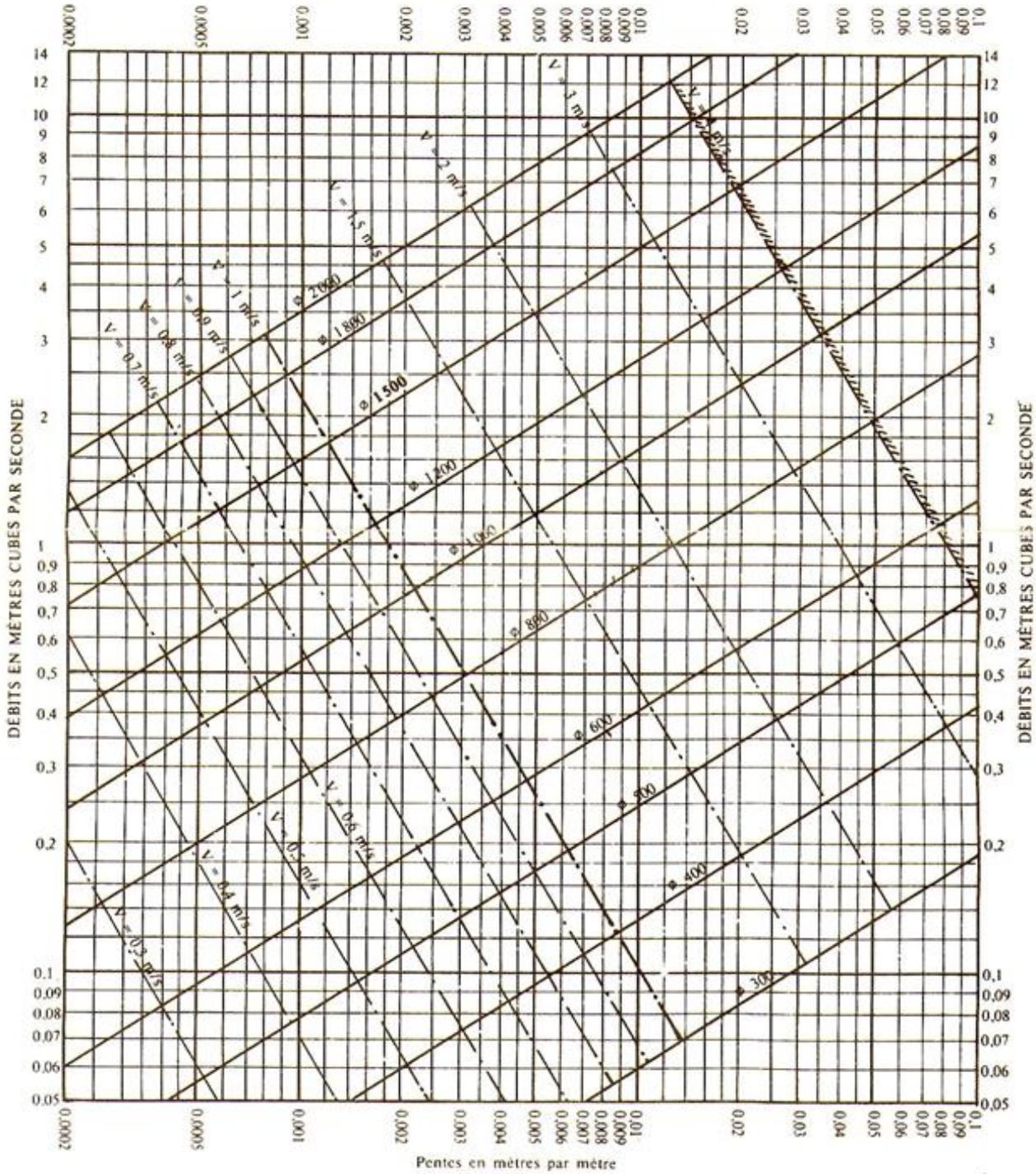
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

ANNEXE 2

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



ANNEXE 3

I– MESURE DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES

I. 1 – Mesure du pH

La mesure du pH est effectuée en plongeant directement l'électrode combinée dans le milieu considéré. Nous avons utilisé un pH mètre de terrain, la précision est estimée à 1/10 d'unité pH.

I. 2 – Les matières en suspension M.E.S

Filtration dans une centrifugeuse à une vitesse de 4.500 trs/mn pendant 20 mn, puis séchage dans une étuve à 105 °C pendant 24 heures. Le poids est déterminé par pesée sur balance électronique.

I. 3 – La demande biochimique en oxygène DBO

L'échantillon d'eau introduit dans une enceinte thermostatée est mis à incuber à une température de 50 °C en présence d'air pendant 5 jours. Les micro-organismes présents consomment l'oxygène dissous qui est remplacé en permanence par de l'oxygène en provenance du volume d'air situé au-dessus de l'échantillon à analyser. L'anhydride carbonique formé est piégé par l'hydroxyde de potassium.

II. 4 – Demande chimique en oxygène

La demande chimique en oxygène DCO est déterminée par la méthode proposée par l'organisation internationale de normalisation Iso 6060. Le principe de la mesure est basé sur la minéralisation de l'échantillon en présence de sulfate de mercure II, d'une quantité connue de dichromate de potassium et d'un catalyseur à l'argent en milieu fortement acidifié par l'acide sulfurique pendant 2 heures ; temps durant lequel une partie du dichromate est réduite par les matières oxydables présentes ; l'excès de dichromate est titré par une solution de sulfate de fer II et d'ammonium en présence d'un indicateur coloré (phénantroline).