

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Supérieure de l'hydraulique

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : ASSAINISSEMENT

THEME :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE LA
VILLE DE SIDI RACHED (W.TIPAZA)**

Présenté par :

M^r : IGUERNELALA Mohammed

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^{me} : MEDDI Hind	M.C.B	Présidente
M ^{me} : HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Examineur
M ^r : MERABTI Abdelaziz	Doctorant	Promoteur

Septembre -2015

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à :

- ✚ Mes parents.
- ✚ Mes trois sœurs (Karima , Sylia et Lila)
- ✚ Ma fiancée Sonia.
- ✚ Mes amis d'enfance et ceux que j'ai connus en milieu universitaire.

Remerciements

Je saisis cette opportunité pour exprimer ma vive gratitude à :

- ✚ Mes parents ; Ma mère qui a toujours été là pour moi et m'a accompagné dans tout mes projets, mon père pour son soutien indéfectible.
- ✚ Mes sœurs : Karima, Syla et Lila.
- ✚ Ma fiancée Sonia.
- ✚ Mes ami(e)s : De l'E.N.S.H ou de chez moi, qui ont partagé mes joies et mes peines.
- ✚ Mon encadreur Mr.Merabti de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.
- ✚ Mme la présidente du jury ainsi que tous les membres du jury pour l'honneur qu'ils me font de juger mon travail.
- ✚ Enfin je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.

ملخص:

إن حماية الموارد المائية، البيئة والصحة العامة جعل تركيب وحدة لمعالجة مياه منطقة سيدي راشد (ولاية تيبازة) أكثر من اللازم بسبب خطر التلوث الذي تسببه على سهل متيجة. مذكرتنا هذه تتضمن دراسة مفصلة لتجسيد محطة تصفية المياه بقدرة استيعاب متوسط واستيعاب ضئيل على مرحلتين. المرحلة الأولى معالجة المياه المستعملة في أفق 2030 ذات قدرة معالجة 74735 نسمة. المرحلة الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة استيعاب المياه المستعملة إلى 105070 نسمة في أفق 2045.

Résumé

La protection des ressources en eau, de l'environnement, et de la santé publique rendent l'installation d'une station d'épuration pour la région de Sidi Rached plus que nécessaire vu le danger de pollution que les rejets de cette dernière présentent notamment sur la plaine de Metidja.

Dans ce mémoire, nous avons dimensionné une station d'épuration par boues activées à faible et à moyenne charge pour deux horizons, à savoir le premier horizon qui permettra d'épurer les eaux usées de près de 74735 équivalents habitants en 2030, puis le deuxième horizon 2045, qui est une extension, permettra de traiter les eaux rejetées par 105070 équivalents habitants.

Abstract

Protection of water resources, environment, and public health make installation of purification plant in Sidi Rached (Tipaza) more than necessary because of the danger of pollution it causes on the plain Metidja.

In this dissertation, we sized the treatment plant waste water by activated sludge with two variants: average charge and weak charge. This station is made in two phases. The first one will treat pollution caused by the population of 74735 inhabitants in 2030. The second phase, which is an extension, will treat the pollution caused by the population of 105070 inhabitants in 2045.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I :

Origine et nature des eaux usées

I.1. Origines des eaux usées.....	1
I.1.1. Les eaux domestiques.....	1
a) Des eaux de cuisine.....	1
b) Des eaux de buanderie.....	1
c) Des eaux de salle de bain.....	1
d) Des eaux de vanne.....	1
I.1.2. Les eaux d'origine industrielle.....	1
I.1.3. Les eaux de ruissellement.....	2
I.1.4. Les eaux parasites.....	2
I.1.5. les eaux agricoles.....	2
I.2. Nature de la pollution.....	2
I.2.1. Pollution organique.....	3
I.2.2. Pollution microbiologique.....	3
I.2.3. Pollution minérale.....	3
I.2.4. Pollution toxique.....	3
I.3. Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés.....	4
I.3.1. Paramètres physiques.....	5
I.3.1.1. Température.....	5
I.3.1.2. Conductivité.....	5
I.3.1.3. La turbidité.....	5
I.3.1.4. Couleur et odeur.....	6
I.3.1.5. Les charges pondérales.....	6
I.3.1.6. Huiles et graisses.....	7
I.3.2. Paramètres chimiques.....	7
I.3.2.1. pH (Potentiel Hydrogène).....	7
I.3.2.2. Demande biochimique en oxygène (DBO5).....	8
I.3.2.3. Demande chimique en oxygène (DCO).....	8
I.3.2.4. Le carbone organique total (COT).....	9
I.3.2.5. Les sels nutritifs.....	9
I.3.2.6. Métaux lourds.....	10
I.3.2.7. L'oxygène dissous.....	10
I.3.3. Les paramètres microbiologiques.....	10
I.3.4. Charges polluantes.....	10
I.3.4.1. Charges en DBO5.....	10
I.3.4.2. Charges en MES.....	11
I.3.5. Les normes de rejet.....	11
Conclusion.....	12

Chapitre II : Le procédé d'épuration des eaux usées

Introduction.....	13
II.1. Le prétraitement	14
II.1.1. Dégrillage	14
II.1.1.1. Grilles manuelles	14
II.1.1.2. Grille mécaniques.....	15
II.1.2. La dilacération	16
II.1.3. Tamisage	16
II.1.4. Dessablage.....	16
II.1.5. Le dégraissage-déshuilage.....	17
II.2. Le traitement primaire.....	18
II.2.1. Coagulation.....	19
II.2.2. Floculation.....	19
II.2.3. Neutralisation.....	19
II.2.4. Décantation.....	19
II.3. Le traitement biologique (secondaire).....	22
II.3.1. Les procédés extensifs ou naturels.....	22
II.3.1.1. Le lagunage.....	22
A. Lagunage naturel.....	23
B. Lagunage aéré.....	26
II.3.1.2. L'épandage des eaux.....	27
II.3.2. Les procédés intensifs ou artificiels.....	28
II.3.2.1. Lits bactériens.....	29
II.3.2.2. Disques biologiques.....	30
II.3.2.3. Boues activées.	32
II.4. Traitement Tertiaire.....	36
II.4.1. L'élimination de la pollution azotée.....	36
II.4.2. L'élimination de la pollution phosphorée.....	37
II.4.3. La désinfection.....	37
Conclusion.....	38

Chapitre III : Traitements des boues

Introduction	39
III.1. Définition des boues	39
III.2. Objectif de traitement des boues	39
III.3. Origine des boues	39
III.4. Etapes de traitement des boues	40
III.4.1. Epaissement.....	40
III.4.1.1. Epaissement par flottation	40
III.4.1.2. Epaissement par gravitation.....	40
III.4.2. Stabilisation	40
III.4.2.1. Stabilisation chimique.....	40
III.4.2.2. Stabilisation biologique.....	41
III.4.3. Conditionnement.....	41

III.4.4. Déshydratation.....	41
III.4.4.1 Déshydratation artificielle.....	42
III.4.4.2 Déshydratation naturelle (séchage).....	42
III.5. Destination finale des boues.....	44
III.5.1 Valorisation des boues.....	44
III.5.2 Mise en décharge	45
III.5.3 L'incinération	45
Conclusion	45

Chapitre IV :

Présentation de la l'agglomération

Introduction.....	46
IV.1. Situation géographique.....	46
IV.2. Situation topographique.....	47
IV.2. 1.Relief.....	47
IV.2. 2.les pentes.....	47
IV.3. Situation géologique	47
IV.4. Situation hydrogéologique	47
IV.5. Situation hydraulique.....	48
IV.5.1. Alimentation en eau potable.....	48
IV.5.1. a. Caractéristiques du champ de captage.....	48
IV.5.1. a.1 forages.....	48
IV.5.1. b. Stockage.....	49
IV.5.1. c. Réseau de distribution.....	49
IV.5.2. Assainissement.....	49
IV.6. Situation climatique.....	50
IV .6.1. Pluviométrie.....	50
IV.6.2. Température.....	51
IV.6.3. vent.....	51
IV.6.4. Humidité relative.....	51
IV.7. Situation démographique	51
IV.8. Site d'implantation de la station d'épuration.....	53
IV.9. Pollution existantes dans la région d'étude.....	54
IV.9.1. Echantillonnage.....	54
IV.9.2. Paramètres analytiques.....	54
IV.9.3. Résultats de l'analyse chimique.....	55
IV.9.4. Pollution causée par les équipements.....	55
Conclusion.....	56

Chapitre V :

Dimensionnement de la STEP

Introduction.....	57
V.1.Estimation des charges hydrauliques et charges polluantes.....	57

V.1.1. Les charges hydrauliques.....	57
V.1.2. Les charges polluantes.....	59
V.1.2.1. Charge moyenne en DBO ₅	59
V.1.2.2. Charge moyenne en MES.....	60
V.1.2.3. Charge moyenne en DCO.....	60
V.2. Le Prétraitement	60
V.2.1. Dégrillage.....	59
V.2.2. Dessablage – déshuilage.....	64
V.2.2.1. Le dimensionnement du dessableur-déshuileur.....	64
V.2.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le Dessableur.....	67
V.3. Le traitement primaire.....	68
V.3.1. Dimensionnement de décanteur primaire.....	68
V.3.2. Calcul de la quantité de boues éliminées	70
V.4. Les traitements secondaires	71
V.4.1. Etude de la variante à moyenne charge.....	71
V.4.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération.....	71
V.4.1.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)	77
V.4.2. Etude de la variante à faible charge.....	79
V.5. Le traitement tertiaire (désinfection)	82
V.6. Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues	84
V.6.1. Epaisseur	84
V.6.2. Digesteur	85
V.6.3. Lits de séchage	86
Conclusion.....	87

Chapitre VI :

Les calculs hydrauliques

Introduction.....	88
VI.1. Déversoir d'orages.....	88
VI.2. Dimensionnement de la conduite de fuite	89
VI.3. Profil hydraulique	90
VI.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages.....	90
VI.3.2. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages.....	91
Conclusion.....	92

Chapitre VII :

Gestion et exploitation de la STEP

Introduction.....	93
VII.1. Paramètres à mesurer et à contrôler dans la station.....	93
VII.1.1. Mesure de la turbidité.....	94
VII.1.2. La mesure des débits	94
VII.1.3. Mesure de la teneur en oxygène dissous	94

VII.1.4. Mesure de pH et température.....	94
VII.1.5. Mesure concernant les boues	94
VII.2.Suivi et entretien des ouvrages	94
VII.2.1. Le dégrilleur.....	94
VII.2.2. Dessableur-déshuileur	95
VII.2.2.1 Dessableur.....	95
VII.2.2.2 Déshuileur	95
VII.2.3. Bassin d'aération	95
VII.2.4. Clarificateur	96
VII.2.5. Désinfection des eaux épurées.....	96
VII.2.6. Epaisseur	96
VII.2.7. Lits de séchage	96
VII.3. Dispositifs facilitant l'exploitation.....	96
Conclusion	97

Conclusion générale

Liste des tableaux

Tableau I.1 : les différents types de pollution.....	4
Tableau I.2 : minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité à 20°C.....	5
Tableau I.3 : les normes de rejets en rivière des effluents urbains.....	11
Tableau II.1 : Classement des procédés par boues activées.	33
Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés.....	34
Tableau IV.1: coordonnées des points de captage	46
Tableau IV.2: Caractéristiques des forages.....	47
Tableau IV.3: Réservoirs de stockage des eaux pour la ville de Sidi Rached.....	47
Tableau IV.4 : Répartition moyenne mensuelle de la pluie (1994 à 2007).....	48
Tableau IV.5 : Températures moyennes mensuelles.....	49
Tableau IV.6 : Vent moyen mensuel en (m/s)	49
Tableau IV.7 : Humidité mensuelles moyennes en (%)......	50
Tableau IV.8: Evaluation de la population pour différents horizons.....	50
Tableau IV.9 : méthodes d'analyses des principaux paramètres.....	52
Tableau IV.10 : Les résultats de l'analyse chimique.....	53
Tableau V.1: Calcul du débit d'eau usée total.....	56
Tableau V.2 : Les charges hydrauliques.....	57
Tableau V.3 : Les charges polluantes.....	58
Tableau V.4: Espacement et épaisseur des barreaux.	59
Tableau V.5 : les valeurs de β'	61
Tableau V.6: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.....	62
Tableau V.7 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$	67
Tableau V.8: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.....	69
Tableau V.9 : valeurs de a_m , b , a' , et b' en fonction du procédé par boues activées.....	71
Tableau V.10: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur pour les 2 horizons.....	76
Tableau V.11: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur pour les 2 horizons dans le cas de faible charge.....	79
Tableau V.12 résultats de dimensionnement du bassin de désinfection.....	82
Tableau V.13 : Dimensionnement des ouvrages de traitement de boues.....	85
Tableau VI.1: Côtes moyennes du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station.....	89
Tableau VI.2: Les valeurs de K , m et β	89
Tableau VI.3 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	90
Tableau VI.4 : Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages et détermination des cotes piézométriques de ces derniers.....	91

Liste des figures

Figure II.1 : Différentes étapes du traitement des eaux usées.....	13
Figure II.2 : Dégrilleur mécanique.....	15
Figure II.3 : Dessablage, déshuilage et dégraissage dans un seul ouvrage.....	17
Figure II.4 : Photo d'un racleur d'huiles et graisses (racleur de surface).....	18
Figure II.5 : Décanteur lamellaire.....	20
Figure II.6 : Décanteur cylindro-conique.....	20
Figure II.7 : Décanteur circulaire avec raclage de boues.....	21
Figure II.8 : Décanteur rectangulaire avec raclage de boues.....	21
Figure II.9 : Schématisation de la coagulation, floculation et sédimentation.....	22
Figure II.10 : Les mécanismes mis en jeu dans les bassins de lagunage naturel.....	24
Figure II.11 : vue de haut d'un lagunage naturel.....	25
Figure II.12 : lagunage aéré.	26
Figure II.13 : système d'épandage des eaux.....	28
Figure II.14 : Principe de l'épuration des eaux usées par procédés artificiels.....	29
Figure II.15 : Procédé d'épuration par lit bactérien.....	29
Figure II.16 : Matériau constitutif	30
Figure II.17 : Schéma d'un lit bactérien.....	30
Figure II.18 : lit bactérien avec sprinkler.....	30
Figure II.19 : Procédé d'épuration par disque biologique.....	31
Figure II.20 : procédé d'épuration par boues activées.....	32
Figure II.21 : bassin d'aération (procédé à boues activées).....	33
Figure III.1 une centrifugeuse.....	42
Figure III.2 : le principe de séchage solaire.....	43
Figure III.3 : Le séchage solaire.	43
Figure III.4 : Autobus roulant au méthane (France)	45
Figure IV-1 : Situation géographique de la zone d'étude.	46
Figure IV.2. Histogramme de répartition de la pluie moyenne mensuelle.....	50
Figure IV.3 : Histogramme de l'évolution de la population de la zone d'étude.....	53
Figure IV.4 : Vue aérienne du site d'implantation de la STEP de Sidi Rached.....	53
Figure VI.1 : schéma d'un déversoir d'orage.....	88
Figure VII-1 : Le disque de Secchi.	93

Liste des planches

Planche N°01 : Levé Topographique De La Station

Planche N°02 : Vue en Plan De La Station

Planche N°03 : Ouvrages De Traitement Des Eaux

Planche N°04 : Ouvrages De Traitement Des Boues

Planche N°05 : Profil Hydraulique

Introduction générale

L'eau est une ressource naturelle vitale pour l'homme, pour sa santé, pour son alimentation, elle l'est aussi pour ses activités, autant domestiques, industrielles qu'agricoles, cependant cette ressource est une arme à double tranchant, en effet l'eau devient polluée après son usage et les rejets fortement chargés en matière polluante déversés sans traitement dans le milieu naturel engendrent des déséquilibres biologiques pour la faune et la flore, mais aussi des maladies (épidémies) dangereuses pour l'homme.

À l'échelle mondiale, le traitement des eaux usées constitue le premier enjeu de santé publique. Ces traitements peuvent être réalisés de manière collective dans une station d'épuration ou de manière individuelle. La plupart des stations d'épuration fonctionnent selon les mêmes processus de base, mais des différences plus ou moins importantes peuvent exister dans la manière de mettre en place ces processus.

La situation actuelle de la région qui englobe toutes les agglomérations situées au SUD EST de la ville de TIPAZA (Hamr El Ain , Bourkika , Sahel , 5 Martyres et Sidi Rached) est compromise par une pollution de toute la plaine à cause des rejets des eaux usées. Ces dernières sont rejetées directement dans les drains des terres agricoles et constituent ainsi une zone d'inconfort pour les populations, l'agriculture et un frein pour le développement des activités de la région.

L'Algérie a lancé un vaste programme de construction et de réhabilitation des stations d'épuration pour répondre à la demande croissante de besoins en eau et l'accroissement des exigences en matière de protection de l'environnement et de la ressource hydrique.

Il convient de signaler que les régions (littoral EST,CENTRE et Ouest) de la wilaya ont connu une prise en charge quant à la collecte de tous les rejets avec aboutissement vers les stations d'épurations (région EST en cours de réalisation , région centre tipaza et hadjout déjà réalisées, région Sidi Ghiles en cours de réalisation) .

Ce projet viendra compléter cette prise en charge et touchera toute la région sud de Sidi Rached qui représente une bonne partie de la plaine de la Mitidja.

Notre étude permettra le dimensionnement d'une station d'épuration pour Sidi Rached comme solution aux désagréments et nuisances causés par les rejets d'eaux usées, celle-ci permettra de ce fait la réutilisation des eaux ainsi que des boues d'épuration pour le domaine de l'agriculture.

Chapitre I

Origine Et Nature

Des

Eaux Usées

Introduction :

Les eaux usées sont des eaux chargées en éléments polluants qui résultent de l'activité humaine. Il s'agit principalement des eaux usées domestiques et des eaux usées industrielles, mais elles peuvent aussi avoir une origine agricole, artisanale ou autre.

L'assainissement consiste à traiter ces eaux usées avant leur retour dans le milieu naturel afin de protéger la santé publique ainsi que l'environnement contre les risques liés à ces rejets. Pour y contribuer, on doit tout d'abord connaître la composition de l'eau usée pour choisir le procédé épuratoire à utiliser.

I.1. Origines des eaux usées

Les eaux usées sont des eaux initialement potables ou à usage domestique ou industriel, souillées par les activités domestiques et/ou industrielles humaines. Elles proviennent de cinq sources principales.

I.1.1. Les eaux domestiques

Les effluents domestiques sont un mélange d'eaux contenant des déjections humaines : urines, fèces (eaux vannes) et eaux de toilette et de nettoyage des sols et des aliments (eaux ménagères).

Ces eaux sont généralement constituées de matières organiques dégradables et de matières minérales, ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension.

Elles proviennent essentiellement :

- a) **Des eaux de cuisine** qui contiennent des matières minérales en suspension provenant du lavage des légumes, des substances alimentaires à base de matières organiques (glucides, lipides, protides) et des produits détergents utilisés pour le lavage de la vaisselle et ayant pour effet la solubilisation des graisses.
- b) **Des eaux de buanderie** contenant principalement des détergents.
- c) **Des eaux de salle de bain** chargées en produits utilisés pour l'hygiène corporelle, généralement des matières grasses hydrocarbonées.
- d) **Des eaux de vannes** qui proviennent des sanitaires (w.c), très chargées en matières organiques hydrocarbonées, en composés azotés, phosphatés et microorganismes.

I.1.2. Les eaux d'origine industrielle

Les déchets et les effluents industriels définissent largement la qualité et le taux de pollution de ces eaux usées. Les établissements industriels utilisent une quantité importante d'eau qui tout en restant nécessaire à leur bonne marche, n'est réellement consommée qu'en très faible partie, le reste est rejeté. On peut néanmoins, faire un classement des principaux rejets industriels suivant la nature des inconvénients qu'ils déversent :

- Pollution due aux matières en suspension minérales (Lavage de charbon, carrière, tamisage du sable et gravier, industries productrices d'engrais phosphatés...).
- Pollution due aux matières en solution minérales (usine de décapage, galvanisation...)
- Pollution due aux matières organiques et graisses (industries agroalimentaires, équarrissages, pâte à papier...)
- Pollution due aux rejets hydrocarbonés et chimiques divers (raffineries de pétrole, porcherie, produits pharmaceutiques...)

- Pollution due aux rejets toxiques (déchets radioactifs non traités, effluents radioactifs des industries nucléaires...).

Les eaux résiduaires d'origine industrielle ont généralement une composition plus spécifique et directement liée au type d'industrie considérée. Indépendamment de la charge de la pollution organique ou minérale, de leur caractère putrescible ou non, elles peuvent présenter des caractéristiques de toxicité propres liées aux produits chimiques transportés.

Certaines de ces eaux usées, nécessitent un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte.

I.1.3. Les eaux de ruissellement

Les eaux de pluie qui ruissellent sur les surfaces imperméables, en général en zone urbaine, sont collectées par un réseau qui peut-être le même que celui qui collecte les eaux usées. Elles peuvent, elles aussi, constituer une source de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. En effet, l'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis en ruisselant, se polluent par les résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...). La pollution entraînée est maximale en début de la précipitation et elle décroît fortement en cas de pluie persistante.

I.1.4. Les eaux parasites

Elles proviennent des remontées des nappes sous-terraines ou des fuites des conduites d'alimentation en eau potable(AEP) ; ces eaux s'infiltrent dans les collecteurs et se mélangent aux eaux usées et les diluent ; ce qui influe par la suite sur le fonctionnement de la station d'épuration.

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées, la directive Allemande préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha. On notera aussi qu'une densité moyenne de 100 habitants par hectare, la ration s'établit entre 16 et 47 m³/an/hab.

I.1.5. les eaux agricoles

La pollution agricole se développe depuis que l'agriculture est entrée dans un stade d'intensification, surtout dans le domaine des cultures labourées (surfertilisation, traitements excessifs, érosion des sols).

Les herbicides, insecticides et autres produits phytosanitaires de plus en plus utilisés s'accumulent dans les sols, les nappes phréatiques et la chaîne alimentaire.

I.2. Nature de la pollution

Malgré toute l'importance que nous reconnaissons à l'eau pour notre santé et pour celle de l'environnement, de la faune et de la flore, nous contribuons, par toutes les activités de notre société industrielle, à la polluer et à en dégrader la qualité.

Le petit Larousse définit la pollution comme «une dégradation du milieu naturel par des substances chimiques, des déchets industriels ».

On peut aussi la présenter ainsi :

« Modification physico-chimique ou biologique d'un écosystème par l'introduction d'un élément extérieur qui créait des nuisances voir un danger pour le monde du vivant. »

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- Organique.
- Microbiologique.
- Minérale.
- Toxique (minérale et organique).

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

I.2.1. Pollution organique

La matière organique est la matière qui est principalement issue de la matière vivante (végétaux, animaux...) et de l'industrie chimique parfois. Sa composition est structurée autour du carbone. On y trouve des sucres, des protéines, des acides organiques (lactique, acétique...), des acides gras, des macromolécules comme l'amidon et la cellulose.

I.2.2. Pollution microbiologique

Cette pollution est engendrée par la présence de microorganismes pathogènes tels que des virus, des parasites ou des bactéries. Ceux-ci peuvent présenter un risque pour la santé humaine ou animale.

I.2.3. Pollution minérale

Il s'agit d'effluent industriel principalement qui contient des substances minérales et pas organiques c'est à dire absence de carbone. Cette matière minérale sont les sels, toutes les matières structurées autour du silicium. On y retrouve aussi les métaux lourds, l'ammoniac, les nitrates, les phosphates et le gaz carbonique (le CO₂).

Ces substances peuvent avoir de lourdes conséquences comme :

- ❖ Nuire à la santé publique.
- ❖ Perturber l'activité bactérienne en station d'épuration.
- ❖ Affecter le développement des cultures.

I.2.4. Pollution toxique

Certaines substances présentes dans les rejets industriels peuvent, même à dose infinitésimale, être dangereuses pour le milieu aquatique et pour l'homme (en cas de baignade ou d'ingestion).

Les pollutions toxiques peuvent être classées en deux groupes suivant leur origine : les produits d'origine minérale, tels que les métaux ou métalloïdes (mercure, cadmium, plomb, arsenic...) ; les produits d'origine organique (produits de synthèse, dérivés nitrés...).

Remarque

Une synthèse de la classification des différents types de pollution, leur constituants et origine ainsi que leur mode de traitement sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : les différents types de pollution.

Pollutions	Constituants	Origine	Traitement
Organiques (biodégradables)	Plantes mortes, excréments, protéines, lipides et corps gras (huiles, graisses, et savon) glucides	-Organismes vivants - Industries agro- alimentaires (laiteries, fromageries, abattoirs, sucreries) - Eaux ménagères	-Assainissement individuel - lagunage -Epuración biologique - Traitement physico-chimique
Difficilement (biodégradables)	- Fibres, bois	- Papeteries - Industries textiles - Tanneries	- Lagunage -Epuración biologique et traitement physico- chimique
Toxiques	Détergents, phénols, hydrocarbure, pesticides, engrais synthétiques	- Industries chimiques et pétrochimiques - Raffineries de pétrole - Agriculture	
Minérales	Substances toxiques acides ou basiques, mercure, chrome, cyanures, plomb, fer, cuivre	Produits chimiques, Métallurgies, traitement de surfaces des métaux	- Transformation en composés insoluble, précipitations - Transformation en composés inoffensives, oxydo-réduction
Bactériologiques	- Germes pathogènes : Escherichia Coli, streptocoques, virus divers. -Produits pharmaceutiques	- Activités humaines et minérales, effluents des hôpitaux et des abattoirs	Filtration et stérilisation

I.3. Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés

La pollution des eaux usées se présente sous trois formes principales :

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

I.3.1. Paramètres physiques

I.3.1.1. Température :

C'est important de connaître la température de l'eau avec une bonne précision. En effet celle-ci joue un rôle dans la solubilité des gaz, dans la dissociation des sels dissous : Il est établi que la solubilité d'un gaz diminue pour une augmentation de la température. Ce phénomène est particulièrement important dans le cas de l'oxygène dissous dans le bassin d'aération d'une STEP par boues activées. La valeur optimale pour l'activité des micro-organismes intervenant au cours de l'épuration, est comprise entre 25 à 30°C. Au-delà, la vitesse de réaction décroît très vite et le floc bactérien se trouve épuisé en oxygène.

I.3.1.2. Conductivité

La conductivité électrique d'une eau traduit l'aptitude que possède celle-ci à laisser passer le courant électrique. Le transport des charges se faisant par l'intermédiaire des ions contenus dans l'eau, il est logique d'admettre que la conductivité d'une eau sera d'autant plus importante que sa minéralisation sera élevée. Il existe donc une relation entre la conductivité d'une eau et sa minéralisation, d'où l'intérêt que présente la mesure de la conductivité, mesure quasi instantanée, pour connaître la minéralisation d'une eau.

La conductivité représente l'un des moyens de valider les analyses physicochimiques de l'eau, en effet des contrastes de conductivité mesurés sur un milieu permettent de mettre en évidence des pollutions, des zones de mélange ou d'infiltration.

L'unité de conductivité est le siemens par mètre (S/m).

Tableau I.2 : minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité à 20°C.

Conductivité en $\mu\text{S/cm}$	Minéralisation en mg/L
$C < 50$	$1,365 \times C$
$50 < C < 166$	$0,947 \times C$
$166 < C < 333$	$0,769 \times C$
$333 < C < 833$	$0,716 \times C$
$833 < C < 10000$	$0,758 \times C$
$C > 10000$	$0,850 \times C$

Source : Protocole de détermination des paramètres physico-chimiques et bactériologiques.

I.3.1.3. La turbidité

Une eau turbide est une eau trouble. Cette caractéristique vient de la teneur de l'eau en particules en suspension, associées au transport de l'eau. Au cours de ce parcours, l'eau se

charge de quantités énormes de particules, qui troublent l'eau. Les matières, mêlées à l'eau, sont de natures très diverses : matières d'origine minérale (argile, limon, sable...), micro particules, micro organismes.

La turbidité joue un rôle très important dans les traitements d'eau. En effet :

- ❖ Elle indique une probabilité plus grande de présence d'éléments pathogènes.
- ❖ La turbidité perturbe la désinfection. Le traitement par ultraviolets est inefficace et le celui par le chlore perd son efficacité.
- ❖ La matière organique associée à la turbidité favorise la formation de biofilms dans le réseau et par conséquent, le développement de bactéries insensibles au chlore aussi.

I.3.1.4. Couleur et odeur

Une eau pure observée sous une lumière transmise sur une profondeur de plusieurs mètres émet une couleur bleu clair car les longueurs d'ondes courtes sont peu absorbées alors que les grandes longueurs d'onde (rouge) sont absorbées très rapidement.

La coloration d'une eau est dite vraie ou réelle lorsqu'elle est due aux seules substances en solution. Elle est dite apparente quand les substances en suspension y ajoutent leur propre coloration. L'odeur est due à une fermentation des matières organiques. La couleur et l'odeur des eaux usées renseignent sur l'âge des déchets liquides. [1]

En effet, une eau usée domestique fraîche a un aspect grisâtre et dégage des odeurs adérables.

I.3.1.5. Les charges pondérales

❖ Les matières en suspensions (MES)

Les matières en suspension (MES) constituent l'ensemble des particules minérales et/ou organiques présentes dans une eau naturelle ou polluée. Elles peuvent être composées de particules de sable, de terre et de sédiment arrachées par l'érosion, de divers débris apportés par les eaux usées ou les eaux pluviales très riches en MES, d'êtres vivants planctoniques (notamment les algues).

Elles correspondent à la concentration en éléments non dissous d'un échantillon.

L'abondance des matières en suspension dans l'eau favorise la réduction de la luminosité et abaisse la production biologique du fait, en particulier, d'une chute de l'oxygène dissous consécutive à une réduction des phénomènes de photosynthèse.

Les MES s'obtiennent soit par filtration des effluents peu chargés soit par centrifugation des solutions, séchage jusqu'à obtenir un résidu sec.

On met la matière à sécher à 105 degrés Celsius.

❖ Les matières volatiles en suspension (MVS)

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension, elles sont mesurées par calcination à 650°C en deux heures d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles constituent environ 70- 80% des MES.

❖ les matières minérales en suspension (MMS)

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

❖ les matières décantables (MD) et non décantables (MND)

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné (2 heures) suivant des conditions opératoires particulières (utilisation d'un cône Imhoff ou Coin).

Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont donc être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique.

I.3.1.6. Huiles et graisses

Les huiles et les graisses que l'on peut trouver dans l'eau sont très souvent sous forme d'émulsions ou saponifiées sous l'action de produits chimiques, de détergents, etc....

Il est clair que la présence de graisses et d'huiles constitue une gêne considérable pour le fonctionnement des stations d'épuration des eaux.

Le déchet graisseux représente une grande partie de la pollution organique des eaux brutes à l'entrée de la station d'épuration, estimée à environ 35 % de la DCO totale à traitées.

✚ Nuisances provoqué par les graisses

La solidification de certaines graisses à température ambiante associée à leur caractère insoluble peut entraîner le colmatage des canalisations (du réseau d'assainissement ou de la station d'épuration) et des supports de culture dans les stations d'épuration à cultures fixées. Elles sont responsables de nuisances olfactives dans les réseaux et sur station en raison de leur caractère fermentescible important ; Les graisses constituent un substrat privilégié pour la croissance de certains organismes filamenteux hydrophobes, qui affectent la décantabilité de la boue, créent des problèmes d'exploitation et des rejets non conformes... Dans les bassins d'aération, elles réduisent les transferts d'oxygène à deux niveaux différents : au niveau du floc, par adsorption sur celui-ci (création d'un film lipidique qui réduit le transfert d'oxygène dissous entre l'eau et le floc) et au niveau de la surface du bassin par la constitution d'une pellicule entre l'air et l'eau. Des mesures ont montré que les huiles réduisaient le coefficient de transfert de l'aération. Un ajout de 10 mg/l de lipides dans un bassin d'aération en présence de boues abaisse la dissolution de l'oxygène de l'ordre de 10 %. Lorsque les graisses sont présentes en trop fortes concentrations dans les boues, elles affectent les performances de la déshydratation. Elles pénalisent également la phase d'épaississement par leur évolution rapide en milieu anaérobie (fermentation induisant des remontées de boues).

I.3.2. Paramètres chimiques

I.3.2.1. pH (Potentiel Hydrogène)

Le pH (potentiel hydrogène) est une des caractéristiques fondamentales de l'eau. Le pH donne une indication de l'acidité d'une substance. Il est déterminé à partir de la quantité d'ions d'hydrogène hydronium (H^+) ou d'ions hydroxide (OH^-) contenus dans la substance. Quand les quantités de ces deux ions sont égales, l'eau (ou la substance) est considérée comme neutre, et le pH a une valeur aux alentours de 7. Le pH d'une substance varie entre 1 et 14. Au-dessus de 7, la substance est considérée comme basique et la quantité d'ions OH^- est supérieure à celle d'ions H^+ .

Au-dessous de 7, la substance est acide ; les ions H^+ sont en quantités supérieures. La valeur du pH est à prendre en considération lors de la majorité des opérations de traitement de l'eau,

surtout lorsque celles-ci font appel à une réaction chimique et parce que certains procédés nécessitent d'être réalisés avec un pH spécifique pour être efficace.

Le pH est l'un des paramètres chimiques importants lorsqu'il s'agit de déterminer la qualité d'une eau. Il sert au contrôle de la qualité de l'eau à l'entrée de la station d'épuration (STEP) (les variations importantes du pH sont presque toujours la conséquence de rejets industriels). Les microorganismes tolèrent une gamme de pH allant de 5 à 9 avec une zone optimale de 6 à 8.

I.3.2.2. Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

La demande biochimique en oxygène (DBO) est une expression pour indiquer la quantité d'oxygène qui est utilisée pour la destruction de matières organiques décomposables par des processus biochimiques. La détermination de la DBO sert à évaluer la concentration des polluants organiques dans les entrées et sorties de station d'épuration biologique, c'est-à-dire à mesurer le rendement. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO₂/l).

La demande biochimique en oxygène (**DBO₅**), correspond à la quantité d'oxygène (**O₂**) consommée dans les conditions de l'essai d'incubation durant cinq(**05**) jours à une température de **20°C** et à l'obscurité, pour assurer la dégradation par voie biologique de certaines matières organiques présentes dans l'eau

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

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

I.3.2.3. Demande chimique en oxygène (DCO)

La dégradation des matières organiques (d'hydrates de carbone, de matières protéiques, d'acides aminés, de lipides et autres substances de réserves) déversées dans les cours d'eau entraîne une consommation de l'oxygène dissout dans l'eau. Cela se fait au détriment des organismes vivants et peut entraîner ainsi l'asphyxie du milieu. La pollution par les matières organiques est provoquée par les rejets industriels (industries chimiques, pétrolières, agro-alimentaires, ...) et les rejets des populations urbaines. L'importance de cette pollution dans un effluent peut être évaluée par la demande chimique en oxygène (DCO).

La DCO permet d'apprécier la concentration en matières organiques ou minérales, dissoutes ou en suspension dans l'eau, au travers de la quantité d'oxygène nécessaire à leur oxydation chimique totale. Ainsi, par la mesure de la DCO, on pourra évaluer la charge polluante d'une eau usée en matières organiques avant et après un traitement physique, chimique ou biologique afin de contrôler le fonctionnement d'une STEP et l'activité des microorganismes.

Relation entre DBO₅ et DCO

Pour juger des chances de réussite de l'épuration d'eaux résiduaires par un procédé biologique, on se sert généralement du rapport DBO₅/DCO.

Des valeurs de ce rapport supérieures à 0.5 montrent que par un procédé biologique les polluants peuvent être éliminés dans une large mesure. Pour des valeurs inférieures à 0.5, il est possible que l'on ait affaire à des composés peu ou difficilement biodégradables ou même

toxiques, à un manque de sels minéraux ou encore à une mauvaise adaptation des microorganismes.

Ainsi sur la base de ce rapport, on peut établir le classement suivant:

- DCO/DBO5 < 1.66: eaux résiduaires susceptibles d'être facilement traitées biologiquement.
- 1.66 < DCO/DBO5 < 2.5: eaux résiduaires susceptibles de subir un traitement biologique.
- 2.5 < DCO/DBO5 < 5: eaux résiduaires non susceptibles de subir un traitement biologique ou nécessitant une acclimatation préalable des micro-organismes impliqués.

I.3.2.4. Le carbone organique total (COT)

Il ne représente que le carbone présent dans les composés organiques. La valeur de (COT), contrairement à la DBO, détermine complètement les composés difficilement ou non dégradables biochimiquement, qui sont d'une grande importance pour l'évaluation de la pollution de l'eau et des effluents.

Le gaz et la vapeur produits par la combustion catalytique de l'échantillon sont piégés, et la quantité d'oxygène consommée est mesurée par l'intermédiaire d'une cellule galvanique.

I.3.2.5. Les sels nutritifs

Les nutriments sont des éléments qui peuvent se présenter dans les eaux usées urbaines, sous forme organique ou minérale. Ils sont responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques. La connaissance des quantités des nutriments contenus dans l'eau usée est donc indispensable pour le contrôle de la qualité des nutriments dans les effluents épurés avant de les rejeter dans le milieu récepteur.

❖ Le phosphore

Le phosphore se présente dans les eaux résiduaires brutes sous deux formes :

- Organique : d'origine industrielle ou biologique provenant des matières fécales.
- Minérale: les ortho et poly phosphates provenant de lessive, d'engrais phosphatés.

L'apport journalier de phosphore est d'environ 4 g par habitant par jour.

La connaissance de la quantité du phosphore dans les eaux résiduaires permet de savoir si un traitement biologique est envisageable.

Dans les bassins biologiques, le phosphore organique et les poly phosphates sont rapidement transformés par les micro-organismes en ortho-phosphates. Une partie de ces derniers est utilisée pour la synthèse de nouvelles cellules.

❖ L'Azote

L'azote peut être présent dans les eaux usées sous plusieurs formes :

- Forme réduite: Azote organique (N) et Azote ammoniacal (NH_4^+).
- Forme moléculaire: Azote dissous (20 mg/l à la température ambiante).
- Forme oxydée: Azote nitreux (NO_2) et Azote nitrique (NO_3).

L'azote contenu dans les eaux résiduaires domestiques est essentiellement sous forme Ammoniacale.

Les formes oxydées n'apparaissent pas ou seulement en faibles quantités dans les effluents urbains, ce qui s'explique par le fait qu'une eau usée est toujours considérée comme étant un milieu réducteur.

Remarque

D'autre part, l'azote et le phosphore sont des constituants essentiels de la matière vivante, leur présence est indispensable pour assurer le traitement par voie biologique.

I.3.2.6. Métaux lourds

Les métaux lourds pouvant freiner, gêner ou encore annuler le processus d'épuration biologique. C'est ainsi qu'il est nécessaire de procéder aux analyses chimiques des eaux résiduaires afin de déterminer la présence de ces métaux provenant essentiellement des rejets industrielles. Parmi les métaux lourds, on peut citer : Plomb (Pb), Aluminium (Al), Cadmium (Cd), Cuivre (Cu), Chrome (Cr), Nickel (Ni) et Zinc (Zn).

I.3.2.7. L'oxygène dissous

La solubilité de l'oxygène dans l'eau se fait en fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité.

L'oxygène dissous conserve ses propriétés oxydantes, soit par une réaction purement chimique, soit par des phénomènes électrochimiques, d'où son importance dans le phénomène de corrosion.

La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10mg/l. Elle dépend de l'origine de l'eau. La détermination de ce paramètre dans l'eau se fait à l'aide d'un oxymètre.

I.3.3. Les paramètres microbiologiques

Les eaux usées évacuent la matière fécale et les urines des populations. Elles sont chargées en germes intestinaux habituels de l'homme, germes pathogènes et des parasites ... etc., parmi lesquels on peut citer : Escherichia (E. Coli), les Streptocoques, les Salmonelles, les virus. Dans 100 ml d'effluent brute, les concentrations moyennes bactériennes sont :

- 10⁸ coliformes totaux
- 10⁶ à 10⁷ coliformes fécaux
- 10⁵ streptocoques fécaux
- 10² salmonelles

Il faut préciser que les traitements primaires et secondaires ne modifient pas les teneurs en germes. C'est pour quoi dans une station d'épuration à boue activées il faut procéder à une désinfection des eaux.

I.3.4. Charges polluantes

I.3.4.1. Charges en DBO₅

La charge de DBO d'un rejet d'eaux usées est le produit de la DBO unitaire par son débit. Si la DBO unitaire a été déterminée sur 5 jours, elle constitue la charge de « DBO₅ du rejet ». La charge en DBO₅ apportée par les eaux brutes est exprimée par jour et par habitant suivant le type de réseau :

- Réseau séparatif: 60 à 70 g/hab /j.
- Réseau unitaire: 70 à 80 g/hab/j. [3]

Les nombres inférieurs correspondent à des populations jusqu'à 5000 habitants, et les nombres supérieurs à plus de 20000 habitants

I.3.4.2. Charges en MES

Les charges en matières en suspension apportées par les eaux usées sont estimées suivant le type de réseau à :

- Réseau séparatif: 70 g/hab/j, dont 70% de MVS.
- Réseau unitaire: 80 g/hab/j, dont 66% de MVS. [3]

I.3.5. Les normes de rejet

Le tableau suivant illustre les normes de rejets en rivière des effluents urbains à atteindre après l'épuration selon le décret n°93-160 du 10 juillet 1993.

Tableau I.3 : les normes de rejets en rivière des effluents urbains

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

Source: DHW Tizi-Ouzou

Remarque

Les normes de rejet, après traitement, ont pour objet la protection de l'environnement en général et les milieux récepteurs en particulier.

Conclusion

Les eaux usées de différentes compositions et de diverses origines constituent un problème pour la nature lors du rejet sans subir de traitements au préalable. Afin de montrer l'intérêt de leur épuration, nous avons présenté dans ce chapitre, les origines et caractéristiques des eaux usées.

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

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

Chapitre II
Procédé
D'épuration
Des Eaux Usées

Introduction

L'autoépuration naturelle des eaux usées est à l'échec quand la charge polluante de ces dernières est importante. Ce chapitre est consacré à l'étude des différentes techniques d'épuration des eaux usées. D'une manière générale, une station d'épuration des eaux usées urbaine comprend les étapes suivantes :

- ❖ Le prétraitement.
- ❖ Le traitement primaire.
- ❖ Le traitement biologique.
- ❖ Le traitement tertiaire.
- ❖ Le traitement des boues résiduairees.

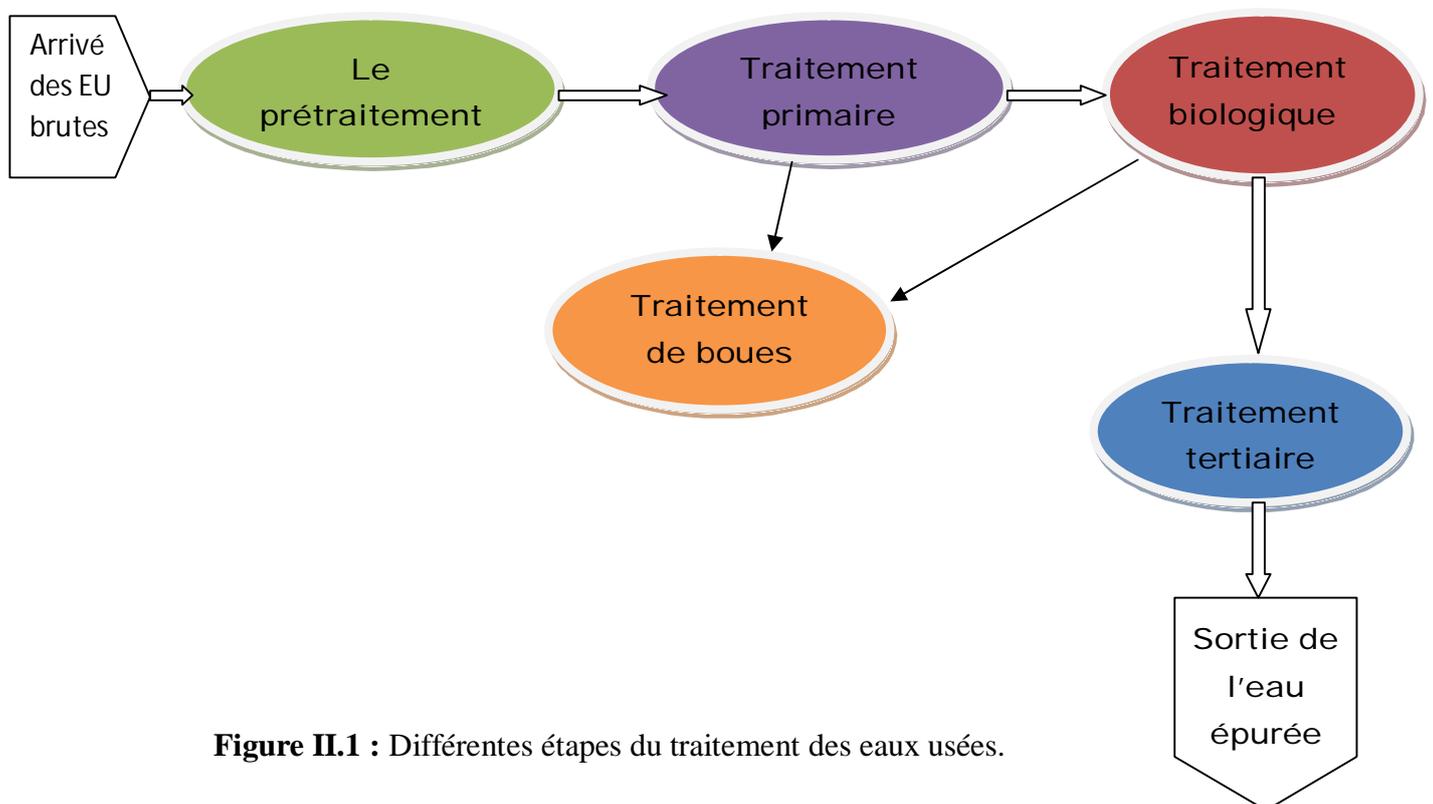


Figure II.1 : Différentes étapes du traitement des eaux usées.

II.1. Le prétraitement

Les eaux usées transportent des matières en suspension très hétérogènes et souvent volumineuses.

Les prétraitements ont un rôle déterminant sur les conditions de fonctionnement de la station d'épuration. Ils doivent servir à éliminer la partie de la pollution la plus visible, gênante sur le plan de l'exploitation des ouvrages.

Les prétraitements sont composés d' :

-  Un dégrillage.
-  Un dessablage.
-  Un dégraissage.
-  Une dilacération
-  Un tamisage

Remarque

Généralement, le transport des eaux usées vers la station d'épuration est de façon gravitaire mais si la station d'épuration se situe à un point plus élevé que le point de rejet des eaux usées, un relevage est utilisé.

Le relevage se fait soit avec une vis d'Archimède soit par un poste de relevage (des pompes).

II.1.1. Dégrillage

Le dégrillage est implanté à l'amont de toute installation de traitement d'eaux usées, parmi ses fonctions:

- Protection de la station contre l'arrivée intempestive des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation;
- Séparation et évacuation des matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements.

En effet, pour ce système de grille c'est l'espacement entre les barreaux qui permet de fixer la taille des déchets à éliminer, pour cela, on distingue trois types de dégrillage en fonction de la taille des débris à éliminer :

- Le dégrillage fin pour un écartement de 3 à 10 mm.
- Le dégrillage moyen pour un écartement de 10 à 25 mm.
- Le pré dégrillage pour un écartement de 50 à 100 mm.

Le dégrillage est assuré par une grille à nettoyage normal ou par une grille mécanique.

Il existe différents types de grillages selon la conception des fabrications et la nature de l'effluent à traiter.

II.1.1.1. Grilles manuelles

Les grilles manuelles sont composées de barreaux droits en acier, de section cylindrique ou rectangulaire. Ces grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60° à 80° sur l'horizontale dans le cas où le débit d'effluent est important.

Le nettoyage est effectué à l'aide de râteau et l'inconvénient de ces grilles est la nécessité de les nettoyer quotidiennement car si la grille reste longtemps sans nettoyage, l'effluent risque de refouler dans le collecteur d'arrivée.

II.1.1.2. Grille mécaniques

Ce sont des grilles à nettoyage automatique et sont utilisées à partir d'une certaine importance de la station (au-delà de 2 000 équivalents-habitants) pour éviter ainsi un colmatage rapide des grilles.

- Grille mécanique à nettoyage par l'aval (le mécanisme de nettoyage se trouvant placé à l'aval du champ de grille, généralement vertical ou incliné de 60 à 80° sur l'horizontale.
- Grille mécanique à nettoyage par l'amont (le mécanisme de nettoyage se trouvant placé à l'amont du champ de grille. Le nettoyage est assuré par un ou deux peignes montés à l'extrémité de bras, tournant autour d'un axe horizontal.

La mécanisation des grilles est utilisée généralement pour les grilles dont l'espacement des barreaux est inférieur à 20 mm (grilles fines). Le volume des refus retenus par les grilles est de 3 à 5 L/hab/an.



Figure II.2 : Dégrilleur mécanique (source : www.hellopro.fr)

II.1.2. La dilacération

Cette opération concerne particulièrement les eaux résiduaires. Elle a pour but de broyer les matières solides et de les transformer en particules plus fines qui sont envoyées vers les décanteurs. Cette opération peut être mise en œuvre en remplacement du dégrillage fin

Avantage

Supprimer les sujétions et nuisances découlant de la gestion des déchets du dégrillage.

Inconvénients

- ❖ Appareillage cher et délicat nécessitant des interventions fréquentes.
- ❖ Risque de colmatage des canalisations et d'engorgement des pompes.

II.1.3. Tamisage

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

- le macro tamisage (dimensions de mailles $> 250\mu$)
- le micro tamisage ($30\mu < \text{vide de maille} < 150\mu$).

On distingue principalement trois fonctions du tamisage :

- La récupération des déchets utilisables.
- La protection des canalisations ou des pompes (en évitant l'obstruction).
- La limitation des risques de dépôts et de fermentation.

II.1.4. Dessablage

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sable, et particules minérales plus ou moins fines, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites et conduites, à protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion.

Cette opération s'effectue grâce à la vitesse de sédimentation élevée des particules devant être supérieure à la vitesse de passage de l'eau de manière à éviter l'entraînement par le courant d'eau.

On distingue divers types de déssableurs :

- Déssableurs à couloir simple.
- Déssableurs à couloir à vitesse d'écoulement constante.
- Déssableurs circulaires.
- Déssableurs rectangulaires aérés.

L'extraction du sable est réalisée automatiquement:

- ✓ Par un ensemble d'émulseurs d'air à fonctionnement synchronisé.
- ✓ Par raclage vers une fosse de collecte d'extrémité, suivi d'une reprise par pompage.
- ✓ Directement par pompe suceuse montée sur le pont roulant.

En fait les sables extraits des eaux résiduaires urbaines contiennent toujours une certaine proportion de matières organiques qui sédimentent en même temps. La séparation de ces matières doit se faire grâce à une vitesse de balayage, maintenue aux environs de 0,30 m/s.

II.1.5. Le dégraissage-déshuilage

Le déshuilage est destiné à extraire les graisses et huiles figées et émulsionnées dans les eaux brutes.

Cette opération fait appel phénomène de la flottation, basé sur la notion de différence de masse volumique des constituants de l'effluent, en tirant profit de l'aptitude qu'ont les graisses à s'unir avec les bulles d'air pour former un ensemble « graisse-air » moins dense que l'eau, engendrant ainsi un déplacement ascendant de cet ensemble qui se concentrera sur la surface de l'ouvrage.

Les graisses sont alors extraites par un système de raclage mécanique de la surface du dégraisseur. Pour qu'un dégraissage soit efficace, il faut que la température de l'eau soit inférieure à 30°C.

En générale les opérations de dessablage et dégraissage-déshuilage sont concentrées dans un même ouvrage ; les sables sont récupérés au fond de l'ouvrage par un raclage de fond (sédimentation) et les huiles et graisses sont raclées sur l'eau puisque leurs densité est inférieure à celle de l'eau (elles flottent soit naturellement soit accélérées à l'aide d'aérateurs de dégraissage) à l'aide d'un racleur de surface.



Figure II.3 : Dessablage, déshuilage et dégraissage dans un seul ouvrage
(Source : www.u-picardie.fr)



Figure II.4 : Photo d'un racleur d'huiles et graisses (racleur de surface).

(Source : www.ecoledeleau.eau-artois-picardie.fr)

II.2. Le traitement primaire

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

La principale opération effectuée dans le traitement primaire est la décantation. Cette opération vise à extraire de l'eau les matières en suspension d'origine minérale ou organique décantables de la fraction liquide par sédimentation permettant d'éliminer jusqu'à 30 % de la **DBO₅** et 60 % environ de **MES** de l'effluent prétraité.

La vitesse lente de l'eau permettra le dépôt des matières en suspension au fond du décanteur constituant des boues primaires fraîches. Celles-ci doivent être rapidement éliminées afin d'éviter la fermentation. Elles rejoindront alors les boues secondaires (provenant du traitement secondaire) qui seront traitées par la suite.

La décantation s'effectue dans des ouvrages rectangulaires ou circulaires, munis de racleurs de fond et de surface pour extraire les boues recueillies.

Les principaux coagulants minéraux utilisés en eaux résiduaires urbaines sont le sulfate d'alumine, le chlorure ferrique, le sulfate ferreux et le chlorosulfate de fer.

Les flocculants organiques les plus employés sont des polymères synthétiques de haut poids moléculaire.

Le traitement se déroule en 4 phases :

II.2.1. Coagulation

Elle Consiste à déstabiliser des suspensions pour faciliter leur agglomération. Il faut neutraliser leurs charges de manière à réduire leurs forces de répulsion. Ainsi, les colloïdes présents dans les eaux de rivière sont généralement chargés négativement; il faut donc ajouter des coagulants de charge positive, tels que les sels métalliques (de fer et d'aluminium) afin de former des flocons. Ces derniers sont petits et fragiles donc instables, c'est à ce moment qu'intervient la floculation.

II.2.2. Floculation

La floculation a pour but de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées lors de la coagulation pour former des flocs facilement décantables par ajout d'un flocculant, généralement un polymère.

La coagulation-floculation permet ainsi l'élimination des particules très petites et difficilement décantables.

II.2.3. Neutralisation

A pour objet de modifier le pH d'une eau résiduaire pour l'amener à une valeur déterminée pour favoriser un traitement ultérieur ou permettre le rejet dans un milieu récepteur. Il s'agit d'une opération dans laquelle on ajoute à une eau à caractère basique ou acide une quantité suffisante soit d'acide soit de base, de manière à réaliser un échange protonique complet entre les deux constituants. L'introduction automatique du réactif dans le milieu réactionnel est asservie à une chaîne de régulation de pH.

II.2.4. Décantation

La décantation a pour rôle d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules sont en général des particules de floc ou des particules résultant de la précipitation qui a lieu lors des traitements d'adoucissement ou d'élimination du fer et du manganèse. Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement.

- ✚ Le traitement primaire se fait dans un décanteur primaire. Il existe plusieurs types de ce dernier :
 - Décanteur rectangulaire avec raclage de boues.
 - Décanteur cylindro-conique.
 - Décanteur circulaire avec raclage de boues.
 - Décantation lamellaire.



Figure II.5 : Décanteur lamellaire. (Source : ecolycee.e-monsite.com)



Figure II.6 : Décanteur cylindro-conique (source : www.actibio.fr)

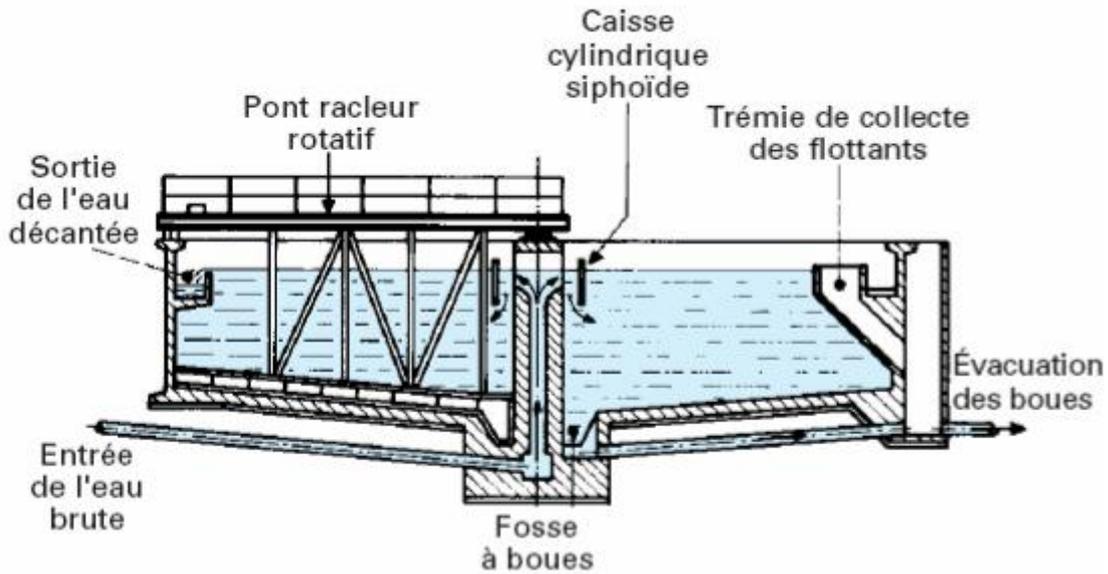


Figure II.7 : Décanteur circulaire avec raclage de boues
(Source : Omnium de Traitement et de Valorisation (OTV))

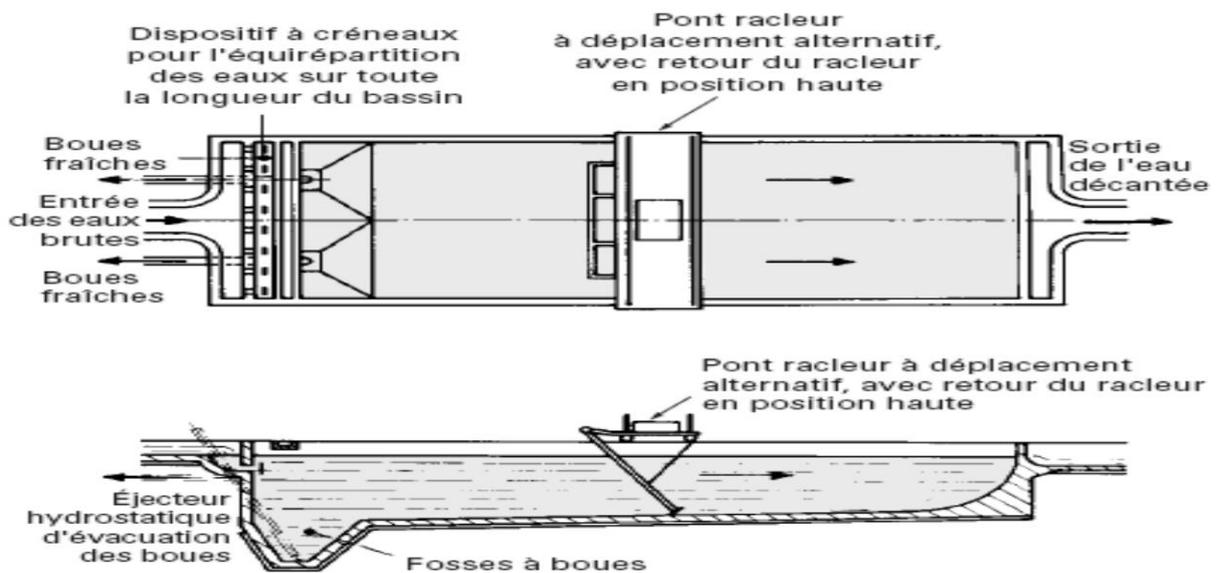


Figure II.8 : Décanteur rectangulaire avec raclage de boues
(Source : Omnium de Traitement et de Valorisation (OTV))

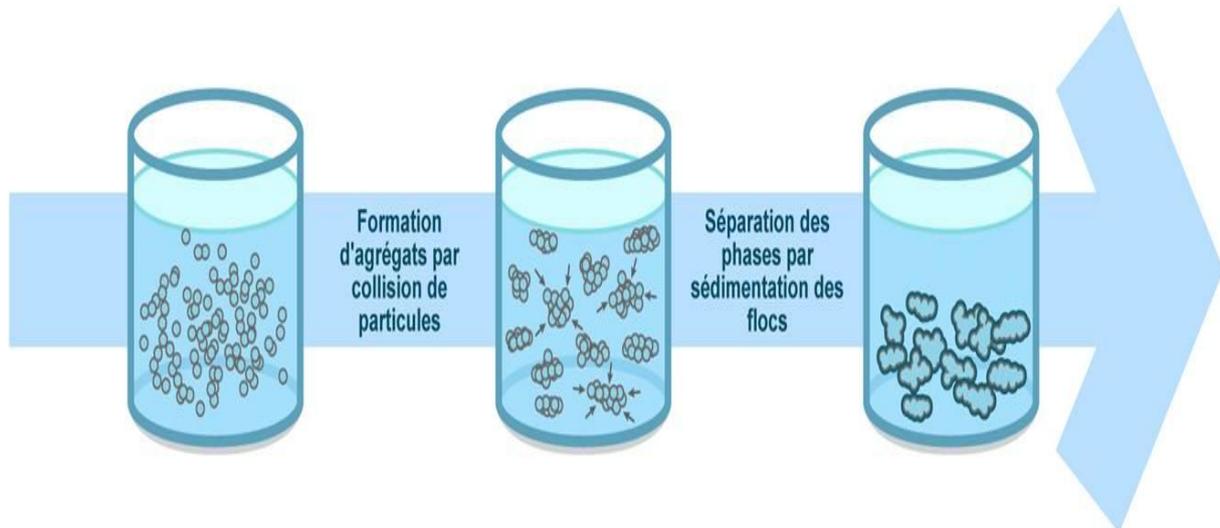


Figure II.9 : Schématisation de la coagulation, floculation et sédimentation.

(Source : www.feralco.com)

Remarque

Le décanteur primaire n'est pas nécessaire dans le cas où les eaux à traiter sont à faible charge.

II.3. Le traitement biologique (secondaire)

L'épuration des eaux usées urbaines domestiques fait généralement appel au processus biologique qu'il s'agisse de procédé par boues activées, par lits bactériens ou par lagunage. La pollution organique comprend une fraction biodégradable estimée par la demande biologique en oxygène ou **DBO₅** et une fraction non biodégradable estimée par la demande chimique en oxygène ou **DCO** (paramètre de référence) de l'eau brute.

Les traitements biologiques ne s'attaquent évidemment qu'à la fraction biodégradable de la pollution organique. Cette opération n'est rendue possible que par l'existence d'une flore bactérienne, dans laquelle on retrouvera des champignons, des larves, ... etc., qui dégradent les matières organiques présentes dans l'eau brute pour leurs besoins spécifiques (nutrition, croissance, reproduction). La dégradation des matières organiques est le résultat du métabolisme bactérien.

Une bactérie subvient à ses besoins énergétiques, de croissance et de la reproduction de la façon suivante:

- Diffusion directe des petites molécules de substrat à travers la membrane cytoplasmique.
- Hydrolyse des polymères en molécules simples par des exo-enzymes.

En parallèle, il s'effectue un métabolisme endogène régi par des endo-enzymes. Les sous-produits d'oxydation sont rejetés par la cellule vers le milieu extérieur.

Un tel phénomène se poursuivra jusqu'à l'épuisement du substrat extérieur. Le métabolisme se poursuivra par l'oxydation des propres réserves des cellules jusqu'à la disparition totale de la masse biologique.

Dans la pratique, l'épuration biologique est mise en œuvre de la façon suivante:

- Un réacteur biologique (bassin d'aération, disques ou lits. Lagune aérée) dans lequel l'eau usée est mise en contact avec la biomasse aérée artificiellement ou naturellement.
- Un clarificateur dont le rôle est de séparer l'eau épurée et la boue biologique. Dans le cas d'un lagunage aéré, le dernier bassin (non aéré) fait office de clarificateur.
 - ✚ Les différents procédés d'épuration biologique sont les suivants:
 - Le lagunage. - L'épandage des eaux
 - Les lits bactériens. - Les boues activées.
 - Les disques biologiques.

II.3.1. Les procédés extensifs ou naturels

On l'en distingue :

- Le lagunage (étangs pour eaux usées)
- L'épandage des eaux (valorisation des eaux usées dans l'agriculture)

II.3.1.1. Le lagunage

Le lagunage est un procédé épuratoire naturel des eaux usées. Son principe est d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur. Ces plantes sont des supports ou des colonies bactériennes. Ce procédé est basé sur l'autoépuration et la photosynthèse.

Le lagunage est simple, écologique, fiable et peu onéreux du fait de son fonctionnement non mécanisation avec des résultats satisfaisants en matière de décontamination.

A. Lagunage naturel

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3. Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée. Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique.

Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique.

En fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau.

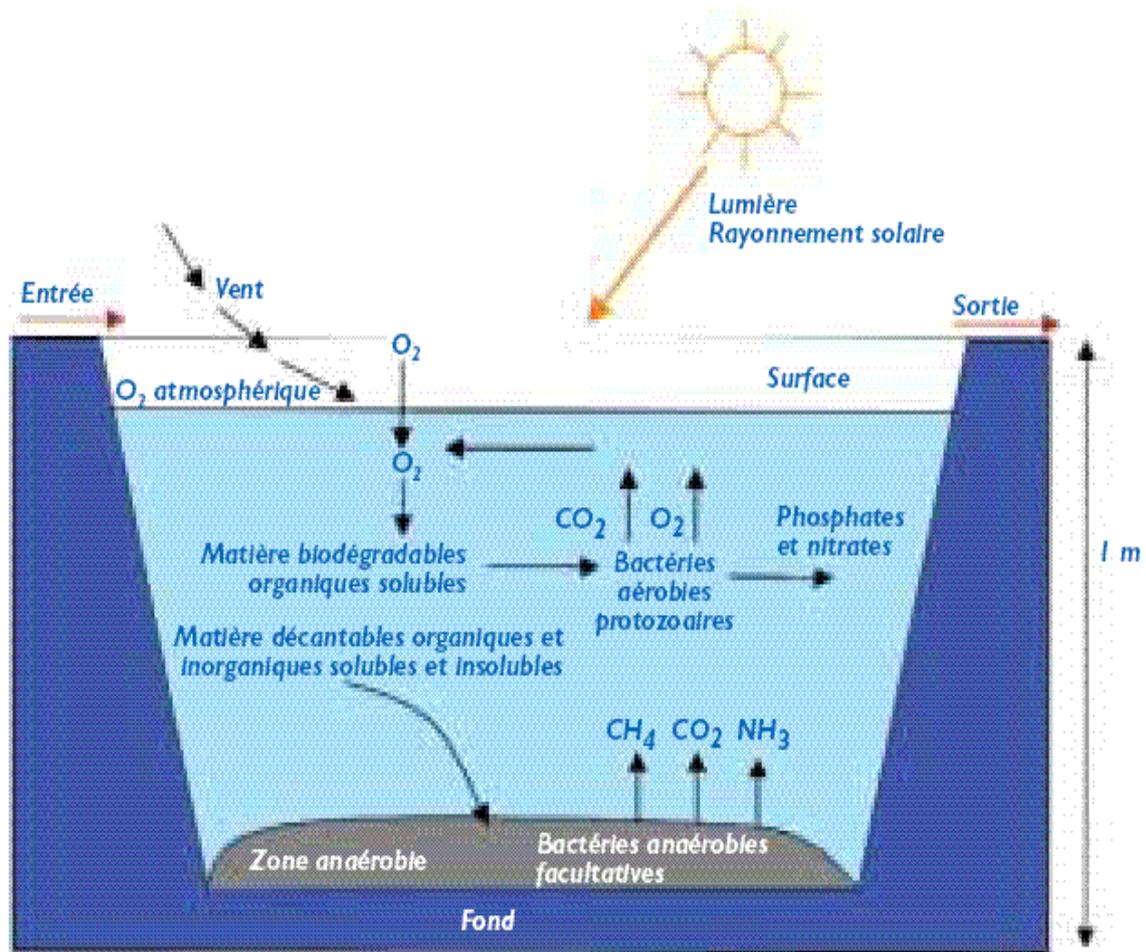


Figure II.10 : Les mécanismes mis en jeu dans les bassins de lagunage naturel.

Domaine d'application recommandé

Conseillée de 300 à 1 000 Equivalents-Habitants (EH) – possible à partir de 100 EH (de 100 à 300 EH : 2 bassins sont suffisants) et jusqu'à 2 000 voir 3 000 EH.

Ce système se compose de 3 bassins, dont la profondeur est de 1 m environ, séparés par des digues carrossables.

Avantages

- ✓ Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable.
- ✓ L'exploitation reste légère, mais si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement.
- ✓ Élimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été).
- ✓ Très bonne élimination des germes pathogènes en été, bonne en hiver.
- ✓ S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique.
- ✓ Pas de construction "en dur", le génie civil reste simple.
- ✓ Bonne intégration paysagère.
- ✓ Absence de nuisance sonore.
- ✓ Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole.

Inconvénients techniques

- ❖ Forte emprise au sol.
- ❖ Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune.
- ❖ Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval. Ce rejet reste faible en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d'eau, ce qui permet un rendement excellent en flux rejeté.
- ❖ Qualité du rejet variable selon les saisons.

✚ Les performances épuratoires sont les suivantes :

- DBO5 : la présence d'algues, même sur la fraction filtrée fait perdre son sens à la mesure de ce paramètre,
- DCO : le rendement en flux est supérieur à 75 %. La concentration en DCO est proche de 125 mg / l,
- MES : la concentration est inférieure à 150 mg / l, sauf situation exceptionnelle en matière d'évaporation,
- Azote : l'abattement sur l'azote global est en moyenne de 60 à 70 % avec une influence saisonnière très marquée. On ne trouve pas de nitrates en sortie, sauf exceptionnellement et en quantité très faible,
- Phosphore : l'abattement sur le phosphore est en moyenne de 60 à 70 %.

Son élimination décroît généralement avec l'âge des installations et l'accumulation des boues dans les bassins.



Figure II.11 : vue de haut d'un lagunage naturel. (Source : france3-regions.francetvinfo.fr)

B. Lagunage aéré

L'oxygénation est, dans le cas du lagunage aéré, apportée mécaniquement par un aérateur de surface ou une insufflation d'air. Ce principe ne se différencie des boues activées que par l'absence de système de recyclage des boues ou d'extraction des boues en continu.

La consommation en énergie des deux filières est, à capacité équivalente, comparable (1,8 à 2 kW/kg DBO5 éliminée).

Grands mécanismes en jeu

Dans l'étage d'aération, les eaux à traiter sont en présence de micro-organismes qui vont consommer et assimiler les nutriments constitués par la pollution à éliminer. Ces micro-organismes sont essentiellement des bactéries et des champignons (comparables à ceux présents dans les stations à boues activées).

Dans l'étage de décantation, les matières en suspension que sont les amas de micro-organismes et de particules piégées, décantent pour former les boues. Ces boues sont pompées régulièrement ou enlevées du bassin lorsqu'elles constituent un volume trop important. Cet étage de décantation est constitué d'une simple lagune de décantation, voire, ce qui est préférable, de deux bassins qu'il est possible de by-passer séparément pour procéder à leur curage.

En lagunage aéré, la population bactérienne sans recirculation conduit à :

- une densité de bactéries faible et à un temps de traitement important pour obtenir le niveau de qualité requis.
- à une floculation peu importante des bactéries, ce qui contraint à la mise en place d'une lagune de décantation largement dimensionnée.



Figure II.12 : lagunage aéré. (www.eau-claire.fr)

Les performances épuratoires

- DBO5 : 35 mg / l,
- Azote et phosphore : élimination de l'ordre de 25-30 %,

Avantages techniques

- ✓ Ce procédé est particulièrement tolérant à de très nombreux facteurs qui engendrent, en général, de très sérieux dysfonctionnements dans les procédés d'épuration classiques.
- ✓ variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes.
- ✓ effluents très concentrés.
- ✓ effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées).
- ✓ traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables.
- ✓ bonne intégration paysagère.
- ✓ boues stabilisées.
- ✓ curage des boues tout les deux ans.

Inconvénients techniques

- ✓ rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres.
- ✓ présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé
- ✓ nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ;
- ✓ forte consommation énergétique.

II.3.1.2. L'épandage des eaux

La première technique d'épuration des eaux usées des agglomérations a été celle des champs d'épandage, son principe consiste à déverser directement sur le sol perméable de l'eau usée.

L'utilisation des sols comme système épurateur met à profit :

- Ses propriétés physiques et physico-chimiques : filtration adsorption échange d'ions et pouvoir de rétention.
- Ses propriétés biologiques : action de la microflore et des végétaux.

Le système épurateur est donc composé à la fois du sol et des cultures.



Figure II.13 : système d'épandage des eaux (assainissement.comprendrechoisir.com)

Avantages

- Coûts globaux souvent plus faibles.
- Exploitation et entretien simples.
- Possibilité d'utiliser le site à des fins récréatives.
- Fiabilité des installations lorsque bien construites dans un site propice.
- Rendement élevé et uniforme.

Inconvénients

- Coûts des dommages environnementaux en cas de mal fonctionnement importants.
- Risque de colmatage et de remontée de nappe.
- Grande superficie.

II.3.2. Les procédés intensifs ou artificiels

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs.

Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel.

Trois grands types de procédés sont utilisés :

- ❑ les lits bactériens.
- ❑ les boues activées.
- ❑ Les disques biologiques.

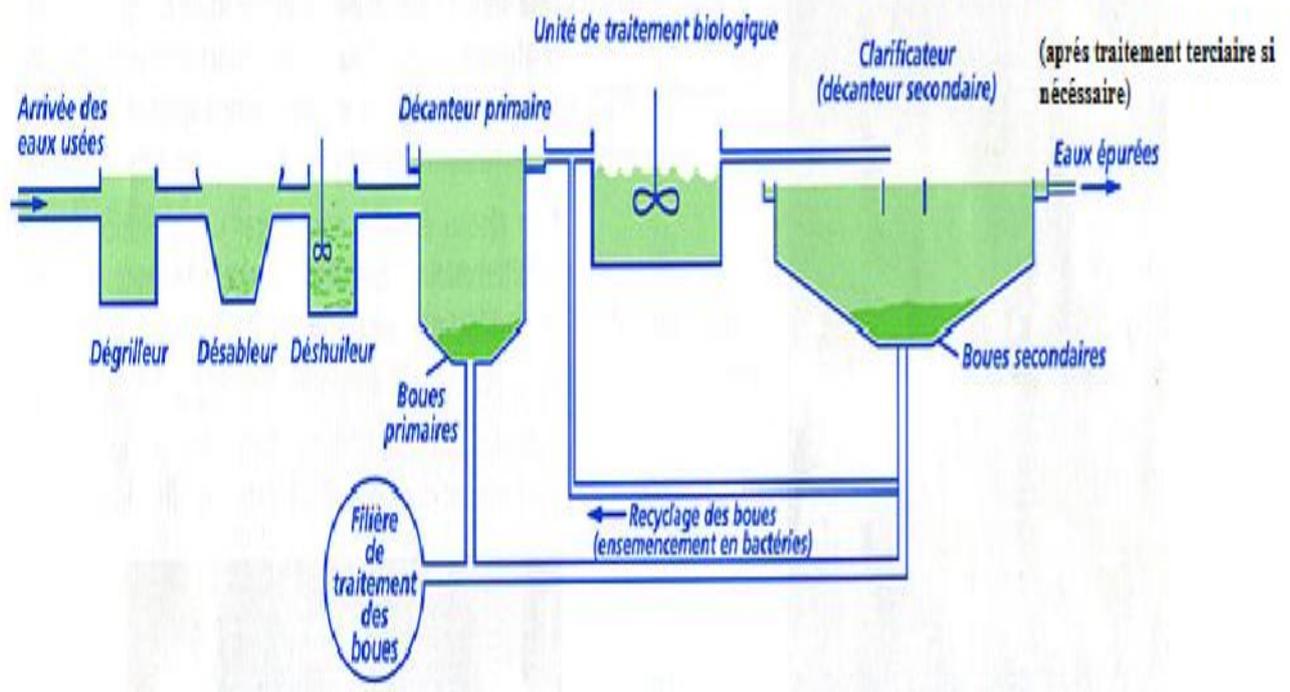


Figure II.14 : Principe de l'épuration des eaux usées par procédés artificiels.

Source : www.eau.seine-et-marne.fr

II.3.2.1. Lits bactériens

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

Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre courant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux [2].

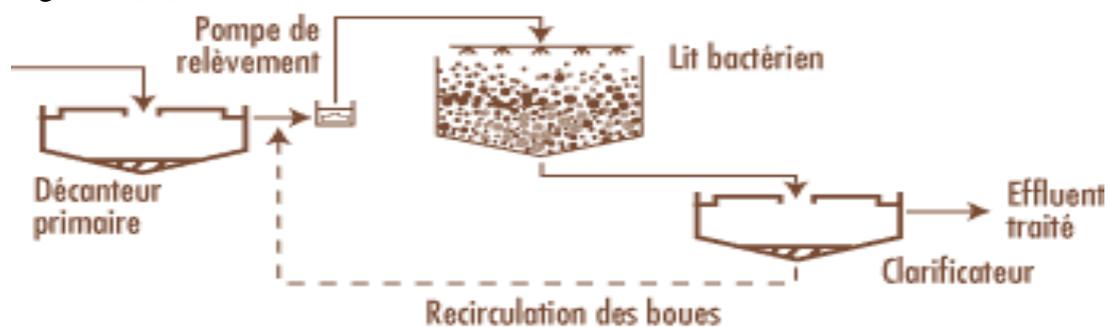


Figure II.15 : Procédé d'épuration par lit bactérien. (Source : www.crdp.ac-amiens.fr)

Classification des lits bactériens

- Les faibles charges jusqu'à 0,4 Kg de DBO₅/m³.j.

- Les moyennes charges jusqu'à 0,8 Kg de DBO5/m3.j.
- Les fortes charges supérieures à 0,8 Kg de DBO5/m3.j.

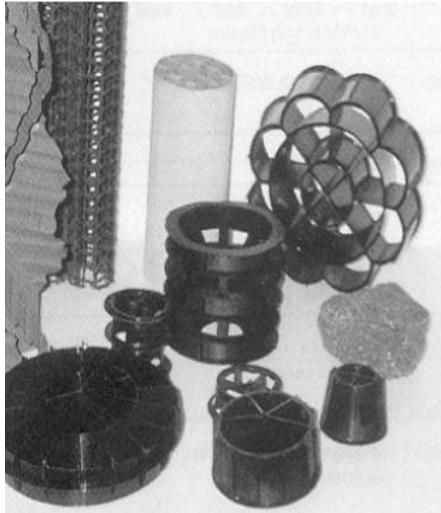


Figure II.16 : Matériau constitutif

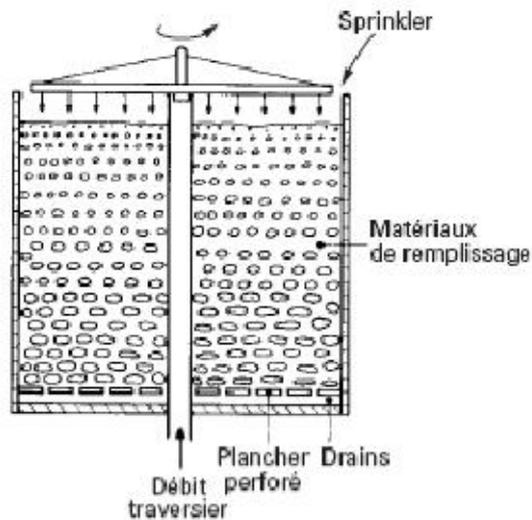


Figure II.17 : Schéma d'un lit bactérien.

(Source : wikipédia)

- ✚ Le sprinkler est un système d'arrosage par aspersion, il permet une homogénéité de répartition de l'effluent sur le lit bactérien.



Figure II.18 : lit bactérien avec sprinkler. (Source : www.ricom-web.com)

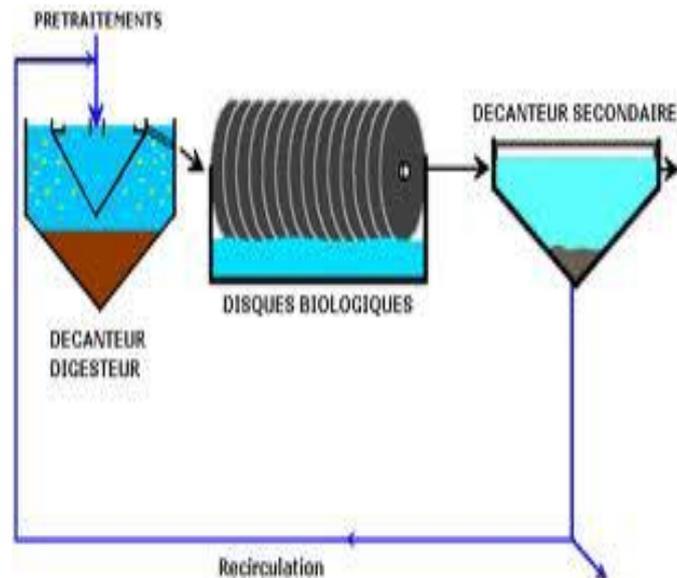
II.3.2.2. Disques biologiques

Une autre technique faisant appel aux cultures fixées est constituée par les disques biologiques tournants.

Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques. Les disques étant semi-immergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée.

Il convient, sur ce type d'installation, de s'assurer :

- de la fiabilité mécanique de l'armature (entraînement à démarrage progressif, bonne fixation du support sur l'axe),
- du dimensionnement de la surface des disques (celui-ci doit être réalisé avec des marges de sécurité importantes).



(Source : www.eau.public.lu)

(Source : www.onas.nat.tn)

Figure II.19 : Procédé d'épuration par disque biologique.

Avantages des lits bactériens et disques biologiques

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

Inconvénients des lits bactériens et disques biologiques

- performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes.
- coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée).
- nécessité de prétraitements efficaces.

- sensibilité au colmatage.
- ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés

II.3.2.3. Boues activées.

Le procédé d'épuration par boues activées a été mis au point par ARDEN et LOCKETT en 1914. Le principe des boues activées réside dans une intensification des processus d'autoépuration que l'on rencontre dans les milieux naturels.

Le procédé "boues activées" consiste à mélanger et à agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquides, bactériologiquement très actives. La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des microorganismes épurateurs et de l'effluent à traiter. Ensuite, les phases "eaux épurées" et "boues épuratrices" sont séparées (Agences de l'Eau - 1999).

- Une unité de traitement par boues activées est composée essentiellement d' :
 - Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.
 - Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épuré et de la culture bactérienne.
 - Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
 - Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
 - Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts de favoriser la diffusion de l'oxygène.

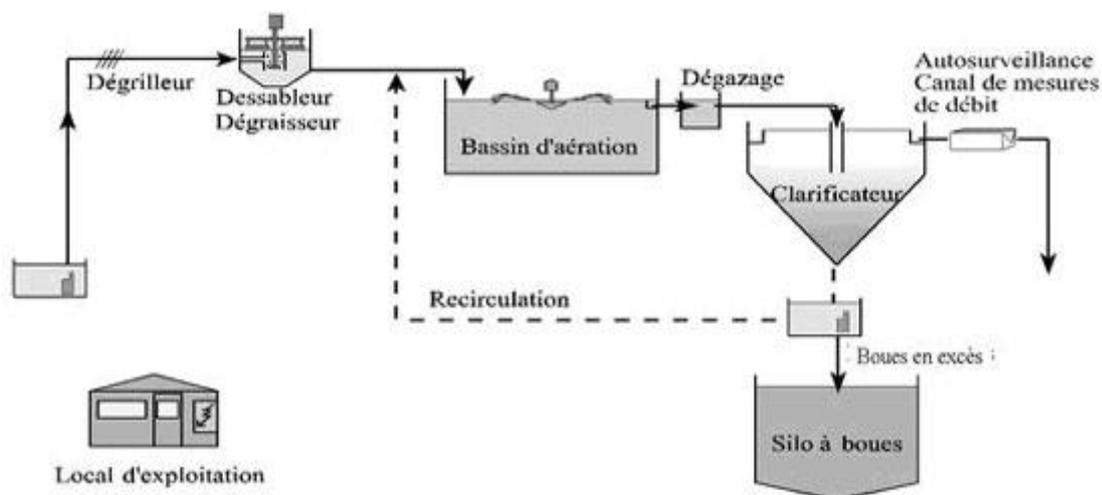


Figure II.20 : procédé d'épuration par boues activées. (Source : www.eau.seine-et-marne.fr)



Figure II.21 : bassin d'aération (procédé à boues activées).

(Source : www.champagnoleporteduhautjura.fr)

Avantages et inconvénients

Avantages

- ✓ adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites).
- ✓ bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N) par nitrification et dénitrification).
- ✓ adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles.
- ✓ boues légèrement stabilisées.
- ✓ facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée.

Inconvénients

- ✗ coûts d'investissement assez importants.
- ✗ consommation énergétique importante.
- ✗ nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière.
- ✗ sensibilité aux surcharges hydrauliques.
- ✗ décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
- ✗ forte production de boues qu'il faut concentrer.

Classement des procédés par boues activées

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

a. Charge massique C_m

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

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

$$C_m = \text{DBO}_5(\text{entrée (Kg/j)/MVS dans l'aérateur(Kg)} = L_0/X_a.V \\ = L_0/X_t(\text{KgDBO}_5/\text{KgMVS.j}) \dots \dots \dots (\text{II-1})$$

- ✓ X_t : la masse totale de boues présentes dans l'aérateur.
- ✓ V : le volume de l'aérateur.

- ✓ X_a : Concentration en MVS dans l'aérateur.
- ✓ Lo : pollution en DBO5 journalière = le débit Q *la concentration en DBO5 [DBO5]

b. Charge volumique C_v

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO5 au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin d'aération et elle n'a aucune signification biologique.

$C_v = DBO_5 \text{ (entrée en Kg/j) / Volume du bassin} = L_0 / V \text{ (Kg/m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots (II-2)$

- Lo : pollution en DBO5 journalière = le débit Q *la concentration en DBO5 [DBO5]
- V : le volume de l'aérateur.

c. Age des boues

L'âge des boues Θ (Θ) est la durée d'aération subie par la boue avant son élimination. C'est le rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou non de germes de nitrifications.

$\Theta = X_t / \Delta X = X_a \cdot V / \Delta X \dots\dots\dots (II-3)$

- X_a : Concentration en MVS dans l'aérateur
- X_t : masse totale de boues présentes dans l'aérateur.
- ΔX : la masse de boues produites quotidiennement.
- V : le volume de l'aérateur.

Tableau II.1 : Classement des procédés par boues activées.

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO5/Kg MES .j)	Charge volumique C_v (Kg DBO5/m ³ .j)	Agés des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO5
Aération prolongée	$0,05 \leq C_m < 0,1$	$C_v < 0,40$	14	$R \geq 95\%$
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	$R = 80 \text{ à } 90\%$ Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	$R < 80\%$

d. Indice de Mohlman

Il définit le volume des boues activées décantées après 30 minutes (mn) en (ml) par rapport à la masse de résidus secs de cette boue. il est donné par la formule suivante :

$IM = V_{30} / m \dots\dots\dots (II-4)$

Tel que :

V₃₀: Volume de boue obtenu après 30 mn de décantation d'un litre de boue activée.

m : Masse des matières en suspension dans le bassin de boue activée.

Plus l'indice est élevé, moins la boue est bien décantée, une boue dont la structure assure une bonne décantabilité à un indice de Mohlman compris entre 80 ml/g et 150 ml/g. En dessous de 50 ml/g, la boue à un aspect granuleux et risque de former des dépôts, au-delà de 150 ml/g, la boue est en gonflement (bulking) et décante mal.

e. Besoins en oxygène

Afin de garantir aux micro-organismes des conditions satisfaisantes de croissance tout en assurant un fonctionnement normal, la teneur en oxygène ne doit pas être un facteur limitant ; la teneur en oxygène dissous dans le bassin d'aération doit être de 1 à 2 mg/l au moins tout temps et quel que soit la charge.

Remarque

Les rendements annoncés sont donnés dans l'hypothèse d'une bonne séparation de tous les éléments décantables de la liqueur de boues activées.

Choix du procédé d'épuration par boues activées

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés en prenant en considération leurs avantages et inconvénients qui sont cités dans le tableau:

a. Procédé à forte charge

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

b. Procédé à moyenne charge

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

c. Procédé à faible charge

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

Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés

	<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> - Assure une bonne élimination de DBO₅ - Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante - L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; - Prend un petit espace dans le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le temps de séjour dans le bassin. - Investissement coûteux. -Le bassin d'aération, plus largement dimensionné. - Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

Moyenne charge	<ul style="list-style-type: none"> - La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible - Prend un espace moyen dans le terrain ; - Pour toute taille de collectivité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours faciles à maîtriser.
Forte charge	<ul style="list-style-type: none"> - Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ; - Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût d'investissement assez important ; - Consommation énergétique importante ; - La nitrification est incomplète ou difficile ; - Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.

II.4. Traitement Tertiaire

La réutilisation de l'eau traitée pour l'agriculture, la potabilisation ou encore pour le rejet au milieu naturel peut exiger des traitements épuratoires encore plus poussés. Il s'agit notamment de :

- ✚ L'élimination de la pollution azotée.
- ✚ L'élimination de la pollution phosphorée.
- ✚ La désinfection.

II.4.1. L'élimination de la pollution azotée

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.

La pollution azotée

L'azote existe dans la nature sous différentes formes qui revêtent chacune un caractère bien spécifique.

- L'azote organique, constituant des cellules vivantes.
- L'azote ammoniacal, résultant de la minéralisation du précédent.
- L'azote nitreux, les nitrites, forme chimique instable.
- L'azote nitrique, les nitrates, forme stable oxydée.
- L'azote gazeux, largement présent dans l'air.

Ces différentes formes de l'azote se trouvent dans les eaux usées et au cours de leur traitement.

Les eaux usées sont obtenues à partir de l'eau distribuée, le plus souvent potable, dans laquelle la forme d'azote majoritaire est constituée par les nitrates. Parfois même, les valeurs guides ou même les limites généralement admises peuvent être dépassées. La valeur limite de 50 mg/l de nitrates exprimés en NO_3^- correspond à environ 11,3 mg/l d'azote sous forme nitrique.

Mais, cette eau propre est destinée à être usée, et dans la plupart des cas, pour peu que le réseau d'assainissement soit assez long comme le cas de notre zone d'étude, des collecteurs provenant de Bourkika et Hamr El Ain. Dans ce cas on ne trouve plus guère de traces d'azote nitrique à l'arrivée à la station. Les différents usages de l'eau et surtout le transfert dans l'égout, véritable réacteur biologique ont entraîné la réduction de ces nitrates, essentiellement en azote gazeux.

Par contre, l'activité humaine est productrice d'azote réduit, environ 15 g/j sous forme essentiellement organique. C'est donc sous les formes organiques et ammoniacales que l'azote est présent dans les eaux usées que devront traiter les stations d'épuration.

✚ Les effets de l'azote peuvent être résumés comme suit :

- ➡ L'azote réduit consomme l'O₂ pour se transformer en azote oxydé.
- ➡ L'ammoniaque libre NH₃ est l'un des principaux inhibiteurs de la vie aquatique.
- ➡ L'ion NH₄ gêne la production d'eau potable.
- ➡ L'azote est un élément fertilisant dont la présence peut conduire à une eutrophisation du milieu.

L'élimination de l'azote biologiquement passe par les étapes suivantes : la dénitrification, la nitrification, l'assimilation et l'ammonification.

II.4.2. L'élimination de la pollution phosphorée

Le phosphore présent dans les eaux résiduaires urbaines provient principalement des produits détergents et eaux résiduaires industrielles notamment celles de type agroalimentaires et la fabrication d'engrais. Le rejet d'effluent riche en phosphore dans les cours d'eau est à l'origine de l'eutrophisation qui se traduit par un développement excessif des végétaux aquatiques responsables de l'asphyxie des cours d'eau.

Deux techniques d'emploi sont préconisées pour la déphosphatation : le traitement physico-chimique consiste à ajouter des cations métalliques (sels de fer ou d'aluminium) dans le bassin d'aération pour provoquer la précipitation des phosphates par la précipitation du phosphore et le traitement biologique qui consiste à altérer les phases aérobies et anaérobies (zone aérobie de déphosphatation biologique suivie du bassin d'aération).

II.4.3. La désinfection

Après le traitement biologique, il est nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet pour éliminer des microbes encore présents dans des rejets (comme ceux des hôpitaux et autres).

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'irrigation des terres agricoles ceux qui est valable pour notre cas.

Une désinfection chimique peut également être envisagée. Le réactif le plus fréquemment utilisé est l'eau de Javel, qui nécessite, pour être efficace, le maintien d'une teneur résiduelle suffisante (0,1 mg / l) et un temps de contact minimal 20 min.

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

Conclusion

Dans ce chapitre, on a étudié les différents procédés d'épuration des eaux usées ainsi que les traitements qui complètent ces procédés pour une bonne traitabilité de l'effluent dans le but de respecter les normes de rejet des eaux usées.

En Algérie comme dans le reste du monde, le procédé d'épuration par boues activées est le plus utilisé car il permet un bon traitement de l'effluent ainsi qu'un bon rendement pour une meilleure protection de l'environnement.

Chapitre III

Traitements Des Boues

Introduction

Inévitablement, la quasi-totalité des procédés d'épuration appliqués aux effluents résiduaux des secteurs industriels et urbains, qu'ils soient biologiques ou physico-chimiques, aboutissent à concentrer les polluants sous forme de suspension aqueuse ou de boues.

Ces boues constituent des déchets volumineux, puisqu'elles contiennent généralement 95 à 99 % d'eau, et sont génératrices de nuisances dans la mesure où, souvent, elles contiennent des matières organiques fermentescibles et/ou des matières toxiques.

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

III.1. Définition des boues

Les boues sont des effluents liquides fortement chargés en matières solides (avec des concentrations en solide de 1 à 10 %, soit 10 à 100 g/l). Elles sont constituées essentiellement d'eau et de matières organiques et minérales (éléments fertilisants).

Ces boues liquides subissent des traitements supplémentaires avant toute utilisation, afin de réduire leur teneur en eau, supprimer les mauvaises odeurs, etc.

Il faut savoir qu'en moyenne,

- ✚ 1000 litres d'eaux usées donnent au final 20 litres de boues.
- ✚ Chaque individu produit 3 litres de boues par jour.

III.2. Objectif de traitement des boues

Les principaux buts visés lors du traitement des boues sont :

- Réduire la teneur en eau jusqu'à 5 à 10 %.
- Stabiliser la matière organique en diminuant sa fermentescibilité pour réduire ou même supprimer les mauvaises odeurs.
- Hygiéniser si nécessaire en détruisant les micro-organismes pathogènes.
- Valoriser ces boues dans le domaine agricole et industriel.

III.3. Origine des boues

Les boues issues d'une station d'épuration se présentent sous forme de quatre catégories :

1. Les boues de traitement primaire (boues primaires) : c'est les boues issues d'une décantation physique dans le décanteur primaire.

2. Les boues physico-chimiques : c'est des boues primaires mais obtenues à l'aide d'ajout de réactifs dans le but d'une floculation puis une décantation rapide (procédé de coagulation floculation).

3. Les boues secondaires : récupérées après traitement biologique dans le clarificateur.

4. Les boues mixtes : c'est le mélange de boues secondaires avec les boues primaires ; c'est les boues issues de toute la filière de traitement (de la station).

III.4. Etapes de traitement des boues

III.4.1. Epaissement

L'épaissement constitue le premier stade d'une réduction importante du volume des boues issues des traitements biologiques ou physico-chimiques des effluents urbains, il est conçu pour séparer l'eau interstitielle de boues suivant le mode de séparation solide liquide. On distingue principalement deux types d'épassements:

- ★ Epaissement par flottation.
- ★ Epaissement par gravitation.

III.4.1.1. Epaissement par flottation

Dans ce type d'épassement, les fines bulles d'air formées par dépressurisation s'accrochent aux floes des boues, le mélange air matière s'élève à la surface où il est éliminé par raclage de surface.

III.4.1.2. Epaissement par gravitation

C'est le procédé d'épassement des boues qui est le plus utilisé. Les boues décantent gravitairement et se rassemblent au fond de l'ouvrage ce qui entraîne une concentration supérieure à la concentration initiale. Les boues sont soutirées et envoyées vers l'étape suivante du traitement, tandis que l'eau surnageant est évacuée de l'ouvrage et renvoyée en tête de station.

L'avantage de ce type est sa simplicité avec une dépense d'énergie modérée. L'inconvénient majeur réside dans la surface et volume important des ouvrages d'épassement, donc des investissements importants.

III.4.2. Stabilisation

Le rôle assigné à la stabilisation est d'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. La destruction des germes pathogènes peut parfois être aussi un objectif.

Les boues produites à l'état liquide peuvent être stabilisées par des procédés de traitement chimiques ou biologiques (aérobies ou anaérobies).

III.4.2.1. Stabilisation chimique

Elle est obtenue par adjonction massive de chaux aux boues. L'élévation de pH a pour effet de bloquer les fermentations et d'éviter ainsi le dégagement de mauvaises odeurs. On procède généralement à l'adjonction de chaux éteinte (sous forme de lait de chaux) soit en amont d'un épaisseur de boues pour y stopper les fermentations, soit sur les boues liquides épaissies avant valorisation agricole. Même avec des fortes doses de chaux allant jusqu'à 30 % en masse de la matière sèche, il ne s'agit en réalité que d'une stabilisation temporaire, qui n'autorise pas un stockage de longue durée.

C'est pourquoi, on préfère, très souvent, employer des procédés biologiques de stabilisation, qui éliminent la matière organique facilement biodégradable, à l'aide de bactéries spécifiques aérobies ou anaérobies.

III.4.2.2. Stabilisation biologique

✚ Stabilisation aérobie

Ce procédé consiste à aérer la boue pendant une période prolongée, au cours de laquelle les microorganismes aérobies, placés en phase de respiration endogène, dégradent les matières organiques libres ou stockées dans la masse bactérienne. La disparition de la masse active suit une loi exponentielle :

$$M = M_0 \exp -bt$$

Avec $b = 0,18$ si t est exprimé en jours.

Comme tout processus biologique, la stabilisation est fortement influencée par la température. La durée d'aération des boues est au minimum de 10 jours à 20 °C et 14 jours à 12 °C.

✚ Stabilisation anaérobie (digestion anaérobie)

La digestion anaérobie, qui se réalise par fermentation méthanique des boues dans des cuves fermées, à l'abri de l'air, nommées digesteurs, permet d'atteindre un taux de réduction des matières organiques de 45 à 50 % en masse.

La stabilisation anaérobie comprend deux phases, le premier est la liquéfaction qui conduit à la production d'acides volatiles ; La seconde est la phase de gazéification où les acides volatiles produisent du gaz méthane.

III.4.3. Conditionnement

La rupture de la stabilité colloïdale des boues peut être obtenue en appliquant plusieurs principes de nature physique, chimique ou thermique, ou leurs combinaisons. Les techniques les plus souvent mises en œuvre sont les conditionnements chimique et thermique.

✚ Conditionnement chimique

Les sels ferriques [FeCl_3 , FeSO_4Cl , $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$] et d'aluminium [$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$, AlCl_3], généralement utilisés conjointement avec la chaux, restent les plus efficaces et les plus couramment utilisés dans la déshydratation des boues organo-colloïdales par filtration sous vide ou sous pression élevée. Les doses sont rapportées, en produit pur, à la teneur en matières sèches de la boue.

✚ Conditionnement thermique

Il consiste à traiter les boues organocolloïdales par cuisson par des procédés technologiquement différents.

Si la boue est chauffée à une température variant entre 160 et 210 °C sa structure est irréversiblement transformée en libérant la majeure partie de l'eau liée ou combinée. Le temps de cuisson varie de 30 à 90 min.

Le conditionnement thermique est particulièrement adapté aux stations importantes équipées de digesteurs. Le gaz produit peut alors être utilisé directement dans les chaudières fournissant la chaleur nécessaire au conditionnement. Les dépenses de fonctionnement sont alors réduites.

III.4.4. Déshydratation

La déshydratation est destinée à diminuer le taux d'humidité et donc le volume de ces boues, de façon à faciliter les opérations d'évacuation.

III.4.4.1 Déshydratation artificielle

Pour les stations d'épuration physico-chimique ou biologiques des eaux résiduaires urbaines et industrielles, produisant des volumes de boues importants, on est évidemment conduit à rechercher des techniques de séchage plus élaborées, permettant d'aboutir plus rapidement à un résultat.

On distingue :

- La filtration
- La déshydratation par centrifugation

La filtration

L'essorage des boues par filtration est le mode de déshydratation jusqu'ici le plus utilisé dans le traitement des boues provenant de l'épuration de l'eau. Cette filtration peut consister en un simple drainage sur lits de sable, ou en une filtration sous vide ou sous pression, faisant appel à des matériaux plus élaborés.

La centrifugation

La boue floculée est introduite dans un bol cylindro-conique à axe horizontal entraîné à très grande vitesse de rotation (variable suivant le diamètre du bol) qui provoque, sous l'effet de la force centrifuge, la séparation des phases liquides et solides. Les matières déposées sur la paroi interne du bol sont entraînées en continu par une vis racleuse hélicoïdale (tournant à une vitesse légèrement différente du bol) pour être évacuées à une extrémité du rotor, tandis que le centrifugat déborde par un déversoir à l'extrémité opposée.



Figure III.1 une centrifugeuse (source : www.directindustry.fr)

III.4.4.2 Déshydratation naturelle (séchage)

Les lits de séchage

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

- Une première couche support de graviers ou sont aménagés des drains.
- Une deuxième couche filtrante de sable.

Cette technique est basée sur une première phase de drainage et une deuxième de séchage atmosphérique. Cette dernière demeure tributaire des conditions climatiques.

Ces lits de séchage sont mis sous serre pour non seulement tirer partie du phénomène d'évaporation naturelle, mais aussi de l'accélérer par les rayons du soleil. On parle alors de séchage solaire. En sortie des lits de séchage, les boues sont solides.

✚ Lits de séchage plantés de roseaux

C'est un procédé de traitement des boues qui permet l'épaississement, la minéralisation et le stockage. Les boues produites par les stations d'épurations sont directement extraites du bassin d'aération et alimentent le lit planté de roseaux. L'eau contenue dans les boues s'infiltré à travers le massif filtrant constitué de plusieurs couches de matériaux (sable, gravier, galets...) et est récupérée ensuite par des drains. La boue est retenue à la surface du massif.

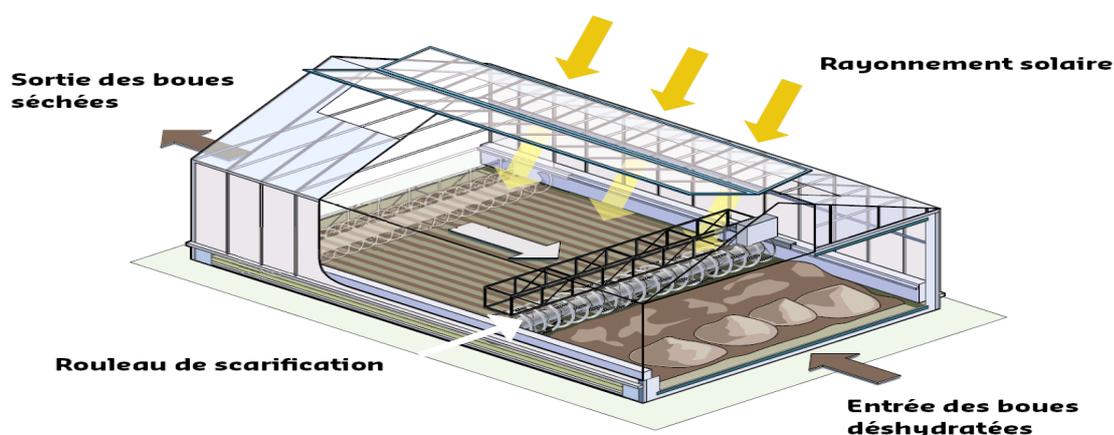


Figure III.2 : Le principe de séchage solaire. (Source : www.degremont.fr)



Figure III.3 : Le séchage solaire. (Source : www.aees.org)

III.5. Destination finale des boues

Actuellement trois destinations ultimes sont possibles et pratiquées:

III.5.1 Valorisation des boues

Valorisation agricole

L'épandage agricole est une pratique ancienne, qui a connu un essor important ces 30 dernières années du fait de l'augmentation de la population et de la généralisation des stations d'épuration dans les villes.

L'épandage a un double objectif :

- ✓ utiliser les sols pour "digérer" les boues.
- ✓ faire bénéficier les agriculteurs des capacités fertilisantes des boues.

Les boues sont susceptibles de contenir des éléments biologiques ou chimiques pouvant avoir un impact sur l'environnement ou la santé (bactéries, hydrocarbures, etc.), La réglementation impose donc des analyses avant épandage et fixe des teneurs limites pour éviter toute contamination.

Il faut savoir que :

- ✧ Tous les sols ne sont pas adaptés à recevoir des boues (sols argileux) ;
- ✧ L'utilisation agricole n'est possible que durant certaines périodes de l'année. On doit prendre en considération les types de cultures pratiquées et le climat.

Valorisation énergétique

La valeur thermique produite par le gaz généré lors de la stabilisation anaérobie dans un digesteur anaérobie est d'environ 6,5 kWh/m³. Cela correspond à la moitié de la capacité de chauffage du gaz naturel (~10 kWh/m³). Lorsque le biogaz est utilisé en tant qu'énergie, il peut fournir de l'électricité et de la chaleur pour alimenter la propre consommation des stations d'épuration voire alimenter le réseau public en courant électrique.

- ❖ Production d'électricité et de chaleur dans une centrale de cogénération:
 - 35-40 % d'énergie électrique, ~60 % d'énergie thermique.
 - 1 m³ de biogaz = 6,5 kWh = 2,3 kWh électriques + 4,2 kWh thermiques.
- Utilisation directe par les moteurs à gaz.
- Utilisation thermique par la production de vapeur ou d'eau chaude :

Avec une valorisation efficace, il est possible d'alimenter en électricité une station d'épuration de manière autonome, pour aérer, par exemple, les bassins d'aération, réchauffer les bioréacteurs, chauffer les bâtiments ou l'eau d'utilisation.



Figure III.4 : Autobus roulant au méthane (France)
(Source : le guide Biogaz de l'ADEME-Gaz de France)

III.5.2 Mise en décharge

Les boues doivent être stabilisées ; (siccité minimum: 30 % et / ou conditionnées à la chaux par exemple). C'est une solution de plus en plus coûteuse (manque de place, aménagement de plus en plus strict des décharges) et mal adaptée.

III.5.3 L'incinération

Il s'agit en général de la solution d'élimination considérée comme le dernier recours, à n'utiliser que si les autres voies sont techniquement ou réglementairement impossibles (boues non valorisables, car non conformes à la norme ; mise en décharge interdite ou trop coûteuse, car site trop éloigné du lieu de production).

L'incinération est souvent utilisée pour les stations des grandes agglomérations urbaines, pour lesquelles se pose le problème des surfaces disponibles à dégager dans les plans d'urbanisme pour l'épandage ou la décharge des déchets boueux. Elle ne se justifie sur les boues organiques industrielles que si les installations de traitement d'eaux résiduaires produisent d'importantes quantités de boues (> 20 t MS/j) dont le bilan thermique n'est pas trop défavorable.

Conclusion

On peut affirmer que l'exigence de la qualité et de la fiabilité du traitement de l'eau se répercute directement sur la gestion des boues qui s'avère particulièrement onéreuse et doit être optimisée en tenant compte plus particulièrement des destinations finales possibles pour les boues.

En Algérie la valorisation agricole des boues est mal connue, malgré qu'elles soient données gratuitement. La valorisation énergétique, qui est un tout nouveau créneau dans le monde du recyclage des boues, est quant à elle inconnue ou presque.

Chapitre IV

Présentation De l'Agglomération

Introduction

La présente étude vise à dimensionner une station d'épuration des eaux usées rejetées par les agglomérations situées au Sud Est de la ville de TIPAZA (Hamr El Ain, Bourkika, Sahel, 5 Martyres et Sidi Rached).

Actuellement les eaux usées de cette région sont directement rejetées dans les drains des terres agricoles sans traitement et celles-ci agressent l'environnement et présentent un risque de pollution important notamment que ces agglomérations occupent une grande partie de la plaine Mitidja d'où la nécessité d'un traitement.

Avant tout projet d'implantation d'une station d'épuration, une étude du site s'impose afin de faire une synthèse des différentes caractéristiques, ainsi que des facteurs qui auront une influence directe ou indirecte sur la conception du projet, surtout en ce qui concerne les critères de sélection du site d'implantation de la station.

Les études préliminaires à réaliser sont :

- 1) Etude géographique.
- 2) Etude topographique.
- 3) Etude géotechnique.
- 4) Etude géologique.
- 5) Etude démographique.
- 6) Evaluation des débits et des charges polluantes.

IV.1. Situation géographique

La commune de SIDI RACHED (anciennement Montebello pendant la colonisation française), est située dans la partie Sud-est de la wilaya de Tipaza à environ 15 km de chef lieu de cette dernière, entre $2^{\circ}31'14.772''$ et $2^{\circ}32'12.725''$ longitude Est et entre $36^{\circ}33'29.5272''$ et $36^{\circ}34'3.8388''$, latitude Nord.

La commune de SIDI RACHED (Daïra de HADJOUT) a une superficie de 56,17 km². Elle est délimitée :

- ✚ Au Nord par TIPAZA et AIN TAGOURAIT.
- ✚ Au Sud par BOURKIKA et AHMER-EL-AIN.
- ✚ A l'Ouest par HADJOUT.
- ✚ A l'Est par HTTATBA.

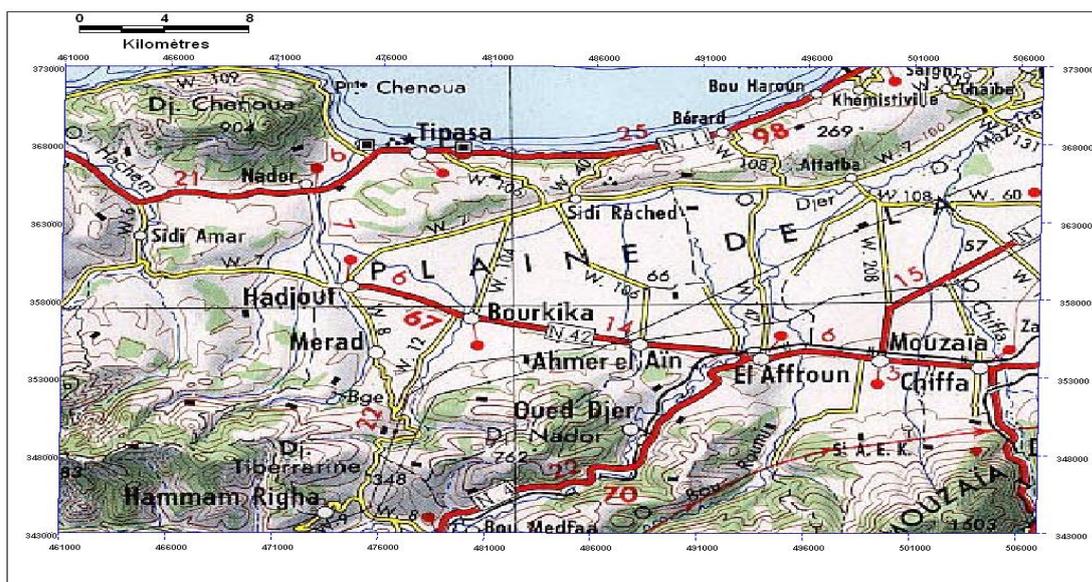


Figure IV-1 : Situation géographique de la zone d'étude. (Source : A.N.R.H Blida)

IV.2. Situation topographique

IV.2. 1. Relief

La morphologie de SIDI RACHED est marquée par deux types de reliefs :

❖ Le Sahel

Il occupe longitudinalement la partie nord de la commune sur 35 % de la superficie environ. La partie ouest, montre des escarpements plus au moins prononcés par rapport à la partie Est ou l'on a une régularité des formes de mamelons donnant ainsi naissance à des collines assez larges et à des pentes plus douces. Ce phénomène s'explique par des manifestations tectoniques (orogéniques) qui ont donné naissance au DJEBEL CHENOUA dont les premiers contreforts se manifestent à 7 km à l'Ouest de la limite communale.

La plus haute altitude rencontrée est de 293m vers le Nord-est de la ville, c'est le lieu choisi par le roi berbère Juba II pour inhumer son épouse.

❖ La plaine

Elle occupe 65 % de la superficie de la commune, elle se distingue par un sol très plat, ne comportant aucune aspérité sur une grande étendue. C'est au sud immédiat qu'on rencontre le lac HALLOULA qui est complètement mis à sec à cause de manque de la pluviométrie des dernières décennies.

La dénivelé en ce lieu est de 5 m environ (53m d'altitude au centre et 58 m aux bords).

IV.2. 2. les pentes

Les pentes supérieures à 15 % occupent une surface appréciable dans la partie accidentée de notre commune en combinaison avec les autres paramètres. Ce facteur opère une restriction importante dans le choix de terrains urbanisés.

IV.3. Situation géologique

Les terres de l'Ouest de la Mitidja sont de texture différente d'une zone à une autre. Elles sont caractérisées par des terres argilo limoneuses, argilo-calcaires et limono argileuses, très profondes qui conviennent à toutes les cultures, particulièrement aux cultures pérennes (vignes et agrumes). La plaine limoneuse de la Mitidja se raccorde, par une série de plateformes étagées, au plateau caillouteux de Bouyeghsene, profondément découpé par les sillons des ravins qui viennent converger vers l'Oued Nador.

IV.4. Situation hydrogéologique

Au niveau de la Mitidja, comme dans les environs de Sidi Rached, nous notons la présence de deux ensembles aquifères, ou plus exactement deux nappes l'une superficielle nommée nappe quaternaire, la deuxième profonde, nommée sous le nom de nappe des grés astiens. Ces deux nappes sont séparées par un écran argileux, appelé communément marnes jaunes, ou de maisons carrées.

Dans le cadre de la surveillance périodique de la fluctuation des eaux souterraines de la nappe de la Mitidja, un réseau de surveillance de puits témoins est maintenu en service selon les possibilités existantes sur le terrain, qui nous permet de suivre les fluctuations de la nappe dans ses différentes localités.

Notons que deux campagnes de mesure du niveau de la profondeur de la nappe sont effectuées régulièrement, une en période des « hautes eaux » et l'autre en période des « basses eaux ».

La comparaison entre les deux campagnes, a mis en évidence l'abaissement du niveau de la profondeur de la nappe de la Mitidja.

Cette baisse de la surface piézométrique est la conséquence de plusieurs facteurs à savoir :

- 1- Longue période de sécheresse (des 2 dernières décennies) combinée à une importante prolifération des forages.
- 2- Le commencement précoce de l'irrigation dû à cette sécheresse.
- 3- Importance des surfaces irrigables.
- 4- La déperdition des eaux par ruissellement.

Néanmoins nous devons rappeler que des zones de dépression à l'Est et à l'Ouest de la Mitidja persistent toujours.

Celles-ci sont dues au pompage continu, et d'une façon intensive au niveau des principaux champs de captage à savoir : Baraki, Hamiz, Boueah, les trois caves, Mazafran I, Mazafran II, Blida I, Blida II.

Source : [ANRH de Blida (annuaire hydrologique de la nappe de Mitidja), Mai 2004]

IV.5. Situation hydraulique

La situation hydraulique comprend l'étude de l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la zone d'étude (état actuel de la région).

IV.5.1. Alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable de l'agglomération de SIDI RACHED est assurée par un champ de captage composé de 02 forages :

- 1- le forage SIDI RACHED (N°1) de débit 11 l/s.
- 2- le forage SIDI RACHED (N°2) de débit 10 à 11 l/s.

IV.5.1. a. Caractéristiques du champ de captage :

IV.5.1. a.1 forages :

Tableau IV.1: coordonnées des points de captage

Points	X	Y
forage SIDI RACHED (01)	486,550	362,770
forage SIDI RACHED (02)	483,965	362,070

Les caractéristiques des forages du Champs de captage sont reproduites dans le tableau qui suit:

Tableau IV.2: Caractéristiques des forages

Forages	Coordonnées	Débit	HMT	N.S(m)	N.D(m)	Profondeur pompe	Année de Real
F1	X=486,550 Y=362,770	Q=111/s	80m	29,70	31,70	54	1982
F2	X=483,965 Y=362,070	Exploite avec une pompe de débit Q=111/s et HMT80m					1996

(Source : service hydraulique de SIDI RACHED)

Observations :

Actuellement l'agglomération de Sidi Rached est alimentée par trois réservoirs.

IV.5.1. b. Stockage :**Tableau IV.3:** Réservoirs de stockage des eaux pour la ville de Sidi Rached.

Réservoir	Capacité	Destination
R1	1000m ³	Distribution : AEP de Sidi Rached, krez.
R2	400m ³	Actuellement non fonctionnel
R3	100m ³	Distribution : Réseau Douar Esserhane

IV.5.1. c. Réseau de distribution :

Le diamètre actuel de la conduite maîtresse est égal à Ø200 mm (acier), en bon état.

✚ Dotation

C'est la quantité journalière de consommation d'eau potable pour une seule personne. Vu le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, le niveau hygiénique et son évolution future, la dotation est arrêtée à 150 litres/jour/habitant en raison de la forte demande au futur d'après la DHW de Tipaza.

IV.5.2. Assainissement

L'agglomération de Sidi Rached dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire avec un schéma d'évacuation par zones étagées. Les écoulements des eaux pluviales et usées se font dans la direction Sud – Nord en aval des exutoires et, se déversent dans l'oued Meurad. La partie Est rejette dans l'oued Boumliha.

D'après le bureau d'étude THC-BELLA qui a été chargé par la direction des ressources en eaux de la wilaya de Tipaza pour objet l'actualisation du système d'assainissement et d'épuration de la zone sud-ouest de la wilaya de TIPAZA, on note la nécessité de collecteurs complémentaires.

Les Collecteurs complémentaires utiles pour le fonctionnement du système actualisé sont :

- Le premier collecteur est celui qui permet le rattachement des deux collecteurs principaux de Bourkika et Hamr El Ain à une nouvelle station de relevage située de l'autre coté de la route (CW106) .Ce collecteur qui aura un diamètre de 1000 mm suivra un itinéraire fixé en commun accord avec le maitre de l'ouvrage.
- Le deuxième collecteur est celui qui permet le rattachement du collecteur de Sidi Rached à la station de relevage. Ce collecteur est du diamètre 800 mm.

IV.6. Situation climatique

L'aire de l'étude est caractérisée par un climat méditerranéen c'est-à-dire :

- froid et humide en hiver.
- Chaud et sec en été.

IV .6.1. Pluviométrie

Les données pluviométriques qui suivent ont été enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Sidi Rached (code ANRH : 021024) dont les coordonnées Lambert sont les suivantes :

X=226 43 E Y=36 35 38 Z=80(m)

Tableau IV.4 : Répartition moyenne mensuelle de la pluie (1994 à 2007).

mois	sept	oct	nov	Dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
p (mm)	23,7	51,3	142	134	157	116	52,7	51	51,7	6,3	1,0	1

Source : ANRH 2014

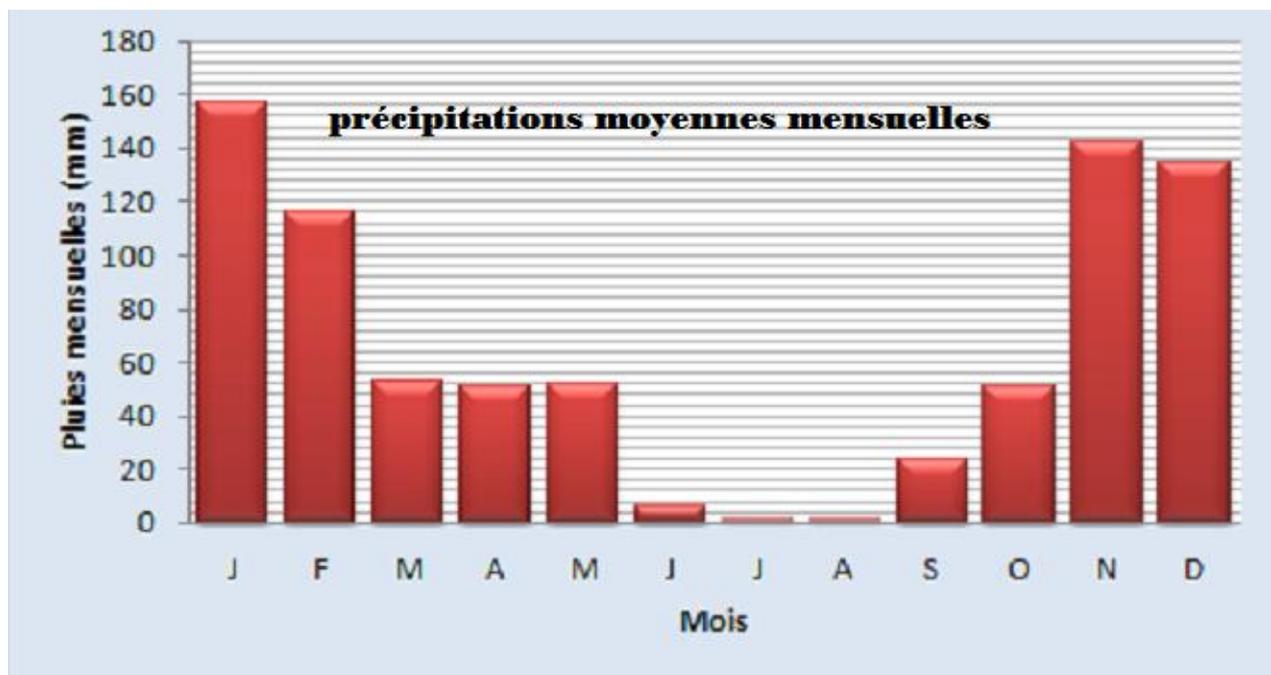


Figure IV.5. Histogramme de répartition de la pluie moyenne mensuelle.

IV.6.2. Température

Le climat est caractérisé par des étés chauds et des hivers plus au moins froids. Durant les saisons froides, la température minimale absolue est inférieure à 7,4°C, tandis que pour les saisons chaudes, la température maximale absolue varie entre 26 à 38 °C.

La distribution de la température durant l'année apparaît dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Températures moyennes mensuelles

Mois	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
T moy °C	13,07	13,07	14,87	16,9	19	22,77	25,93	27,13	24,13	22,4	16,9	14,43

Source : [ONM] 2014

IV.6.3. vent

Les directions dominantes des vents sont celles de l'Ouest au Nord-est. Les vents de l'Ouest sont dominants pendant l'automne, l'hiver et le début du printemps. La vitesse des vents est donnée par le tableau qui suit :

Tableau IV.6 : Vent moyen mensuel en (m/s)

Mois	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
V (m/s)	3	3,1	2,9	3,1	2,8	3	3,2	3,1	2,5	2,3	2,5	3,7

Source : [ONM] 2014

IV.6.4. Humidité relative

C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Les données d'humidité relative mensuelles moyennes sont présentées au tableau suivant :

Tableau IV.7 : Humidité mensuelles moyennes en (%)

Mois	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
Humidité %	82	80	74	80	75	65	49	51	66	74	75	80

Source : [ONM] 2014

Conclusion

Le climat de la région étudiée est de type méditerranéen, caractérisé par une température moyenne de 20°C et une pluie moyenne de 788 mm.

IV.7. Situation démographique

Pour pouvoir déterminer les débits d'eaux usées d'origine domestique à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population desservie 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.

Dans notre cas, nous avons opté pour la méthode dite à taux de croissance géométrique qui stipule que la croissance est directement proportionnelle à la population actuelle, soit :

$$P=P_0(1+t)^n \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

- ✓ P : population future à l'horizon considéré ;
- ✓ P₀ : population à l'année de référence 2008;
- ✓ t : taux d'accroissement annuel de la population en % ;
- ✓ n : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Remarque :

Le nombre d'habitants pour l'année de recensement ainsi que le taux d'accroissement sont tirés au niveau de l'A.P.C pour chaque agglomération.

Tableau IV.8: Evaluation de la population pour différents horizons

Année population	2008 (recensement)	2015 Court Terme (t =2,3%)	2030 Moyen terme (t =2,3%)	2045 Long Terme (t =2,3%)
Ahmer El Ain	15103	17709	24908	35032
Cinq Martyres	2976	3490	4908	6903
Sahel	2734	3206	4509	6342
Bourkika	10568	12392	17429	24513
Sidi Rached	6381	7483	10524	14801
Total	37762	44280	62278	87591

La station d'épuration de Sidi Rached sera destinée à épurer les eaux usées des agglomérations citées dans le tableau précédant, la figure qui suit résume l'évolution de la population pour notre zone d'étude:

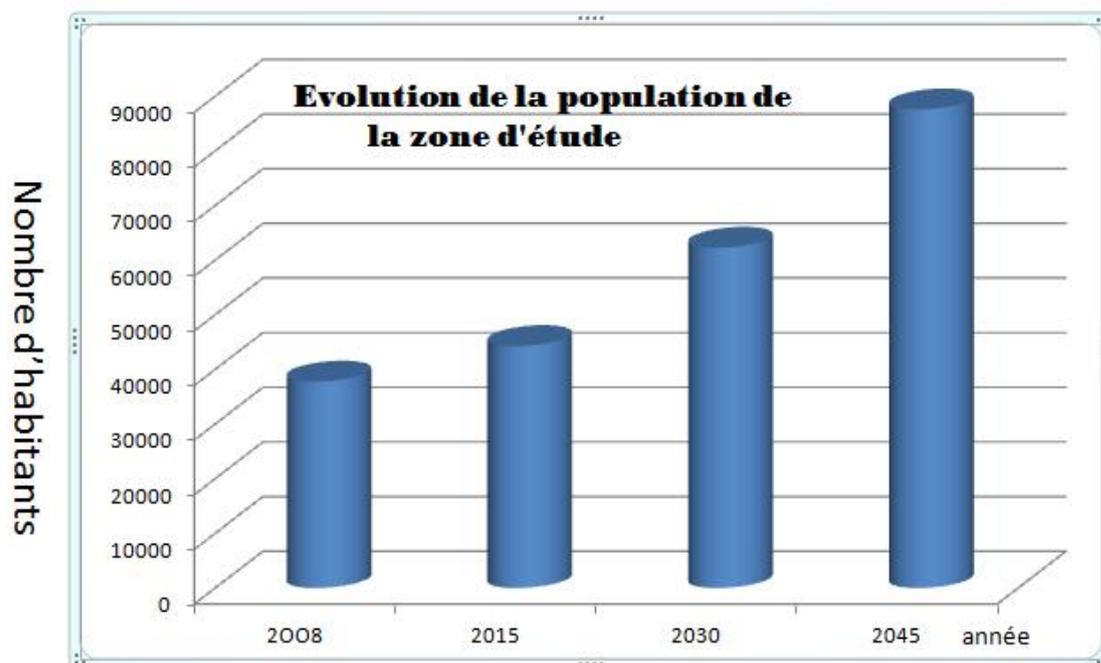


Figure IV.3 : Histogramme de l'évolution de la population de la zone d'étude

IV.8. Site d'implantation de la station d'épuration



Figure IV.4 : Vue aérienne du site d'implantation de la station d'épuration de Sidi Rached

- ❖ La station d'épuration projetée sera implantée sur un terrain d'une superficie totale de 5,5 hectares se trouvant dans la région de Sidi Rached, au domaine Nedjar Belkacem à proximité de la route nationale N°67.
- ❖ Le site d'implantation de la future STEP a été choisi en tenant compte des critères suivants :
 - Eloignement suffisant des habitations d'où le désagrément causé par les mauvaises odeurs écarté.
 - Présence d'un cours d'eau à proximité.
 - Site suffisamment relevé par rapport au niveau de l'oued (évite les inondations).
 - Disponibilité du terrain pour d'éventuelles extensions ou aménagements futurs
 - L'emplacement du site à côté d'une route nationale facilite l'accès à la STEP et de ce fait la gestion et l'exploitation de cette dernière.

IV.9. Pollution existantes dans la région d'étude

IV.9.1. Echantillonnage

Les analyses des eaux usées de la ville de Sidi Rached ont été confiées au bureau d'étude THC Bella. Les prélèvements ont été réalisés aux heures de pointe de la consommation d'eau à 8h et 16h30 au niveau du collecteur final Hamr El Ain - Bourkika.

IV.9.2. Paramètres analytiques

Les paramètres pris en compte dans le cadre d'un projet de réalisation d'une station d'épuration sont : température, PH, MES, DBO5, DCO, nitrate, nitrite, phosphates et graisses. Les méthodes d'examinations de ces paramètres sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : méthodes d'analyses des principaux paramètres.

Paramètres mesurés	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
PH	PH-mètre
MES	Filtration à 105°C
DCO	Spectrophomètre
DBO5	DBO-mètre
PO4 (phosphates)	Calorimètre
Huiles et graisses	Extraction par solvant
Calcium Ca ⁺⁺ , magnesium Mg ⁺⁺ , sodium Na ⁺⁺	Analyses volumétriques

IV.9.3. Résultats de l'analyse chimique

L'analyse chimique donne les résultats pratiques qui sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Les résultats de l'analyse chimique

Paramètres analysés	PH	MES	DBO ₅	DCO	Azote total	Phosphore total	Température
Concentration (mg/l)	7,24	161	180	230	8 ,67	1 ,81	20°C ± 2
Norme à l'entrée de la STEP (mg/l)	6 à 8	Inférieur à 800	200 à 400	Inférieur à 800	30 à 60	10 à 25	Inférieure à 30 °C

Source : Bureau d'études THC Bella 2014.

- ✚ Le taux de l'azote et de phosphore total est très réduit , cela dit il n'est pas nécessaire de prévoir un traitement spécifique.
- ✚ Le rapport DCO/ DBO₅ est égal à 1.27, traduisant ainsi la biodégradabilité de l'effluent.
- ✚ Les eaux usées analysées ont une température inférieure à 30 degrés, et des valeurs de pH compatibles avec un traitement biologique.
- ✚ Les concentrations en MES, DCO, DBO₅, l'Azote et les Phosphates correspondent dans l'ensemble aux caractéristiques d'une eau usée urbaine biodégradable.

IV.9.4. Pollution causée par les équipements

L'approche des quantités rejetées par les différents équipements est très difficile, on utilise alors une approche sécuritaire dans la détermination des débits (Approche théorique).

Vu le manque de données sur les autres équipements de la commune, à savoir : le secteur commercial, l'activité industrielle, ... que ce soit l'état actuelle ou pour le future, le nombre d'équivalents habitants de la région sera majorés de 20% pour le dimensionnement de la station d'épuration.

Conclusion

L'analyse des paramètres climatiques ont montré que la zone du projet est caractérisée par un climat méditerranéen, avec une température moyenne annuelle de 20 °C et une pluviométrie de 788 mm.

La commune de Sidi Rached occupe une superficie de 56,17 Km², et toute la zone d'étude fait partie de la Mitidja.

Le réseau d'assainissement est unitaire, en bon état, sauf qu'il nous faut deux collecteurs complémentaires afin d'acheminer les eaux usées (eaux domestiques et équipements) de notre zone d'étude.

L'objectif de notre étude s'inscrit dans le fait que l'assainissement ne soit pas seulement le moyen de véhiculer les effluents urbains et industriels hors des limites des agglomérations avant leur rejet dans un émissaire, mais il doit garantir le mode et moyens de préservations de l'environnement. Le caractère stratégique de la région qui présente une situation favorable pour un développement futur de tous les secteurs, nécessite le traitement de toutes les formes de pollution et particulièrement celle générée par les eaux usées.

Chapitre V

Dimensionnement de la STEP

Introduction

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs débits et leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans d'autres domaines que ça soit agricole ou bien industriel.

Dans ce chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour cela deux horizons de calcul sont choisis 2030 et 2045.

V.1. Estimation des charges hydrauliques et charges polluantes

Pour pouvoir quantifier la pollution, il est nécessaire de déterminer les charges hydrauliques et polluantes.

V.1.1. Les charges hydrauliques

☆ **Estimation du débit d'eaux usées domestiques**

La production des eaux usées est conditionnée par le degré de consommation d'eau, elle est proportionnelle à la densité du tissu urbain.

La quantité d'eau usée rejetée est de l'ordre de 80% des besoins en eau potable. La formule suivante nous donne les débits d'eaux usées domestiques :

$$Q_{\text{moy } j \text{ dom}} = D \times N \times K_r \times 10^{-3} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

- ✓ $Q_{\text{moy } j \text{ dom}}$: Débit des eaux usées domestiques (m3/jour) ;
- ✓ D : Dotation théorique (Pour la zone d'étude $D= 150$ l/j/hab).
- ✓ N : nombre d'habitants à l'horizon de calcul.
- ✓ K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

☆ **Estimation du débit d'eaux usées des équipements**

Pour obtenir des résultats précis, il faut avoir les débits d'équipements. Par manque de données d'équipements, nous avons utilisé un taux de majoration de 20 % des débits des eaux usées domestiques.

$$Q_{\text{moy } j \text{ equi}} = 0,2 Q_{\text{moy } j \text{ dom}} \dots\dots\dots (V.2)$$

⊕ $Q_{\text{moy } j} = 1,2 Q_{\text{moy } j \text{ dom}} \dots\dots\dots (V.3)$

Avec :

- ✓ $Q_{\text{moy } j}$: Débit des eaux usées totales.
- ✓ $Q_{\text{moy } j \text{ dom}}$: Débit des eaux usées domestiques.
- ✓ $Q_{\text{moy } j \text{ equi}}$: Débit des eaux usées d'équipements.

☆ **L'équivalent habitant**

Pour quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques et pour un éventuel calcul de système d'épuration, il faut disposer d'une unité qui est l' « Equivalent Habitant ». L'équivalent habitant se définit comme étant la pollution produite par un habitant et par jour exprimé en gramme d'oxygène nécessaire à sa dégradation.

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

$$EH = \frac{Q_{moy\ j} \times 1000}{K_r \times D} \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

- ✓ $Q_{moy\ j}$: Débit des eaux usées totales
- ✓ K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- ✓ D : Dotation théorique (Pour la zone d'étude $D= 150$ l/j/hab).

Les résultats de calcul des débits d'eau usée domestique, d'équipement et total ainsi que l'équivalent habitant sont reportés dans le tableau suivant

Tableau V.1: Calcul du débit d'eau usée total.

Horizons	Nombre d'habitants	$Q_{moy\ j\ dom}$ (m3/j)	$Q_{moy\ j\ equi}$ (m3/j)	$Q_{moy\ j}$ (m3/j)	EH
2030	62278	7473,36	1494,672	8968,03	74735
2045	87591	10510,92	2102,184	12613,11	105070

☆ **Débit moyen horaire**

Le débit moyen horaire est donné par la formule :

$$Q_{moy\ h} = \frac{Q_{moy\ j}}{24} \dots\dots\dots (V.5)$$

☆ **Débit moyen diurne**

C'est le débit correspondant à la période de 16h consécutives au cours de la quelle, la station reçoit le plus grand volume d'eaux usées. Elle s'étend généralement de 8h à 24h. En suivant les conditions et l'importance des rejets, la période de débit maximum varie entre 14h et 18h.

Le débit moyen diurne est donné par la formule suivante :

$$Q_d = \frac{Q_{moy\ j}}{16} \dots\dots\dots (V.6)$$

☆ **Débit de pointe par temps sec**

Conduit à définir un coefficient de pointe comme étant le rapport du débit moyen de l'heure la plus chargée au débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$ (l/s) par la formule qui suit :

$$K_p = \begin{cases} 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy\ j}}} & \text{si } Q_{moy\ j} \geq 2.8 \text{ l/s.} \\ 3 & \text{si } Q_{moy\ j} < 2.8 \text{ l/s.} \end{cases}$$

Le débit de pointe à temps sec est donné par la formule :

$$Q_{pte, sec} = K_p \cdot Q_{moy j} \dots\dots\dots(V.7)$$

☆ **Débit de pointe à temps de pluie**

Afin d’éviter une surcharge hydraulique dans la station d’épuration lors des précipitations, la station est dimensionnée pour un débit maximal correspondant au débit de pointe par temps de pluie ($Q_{pte, pluie}$). Ce débit sera limité grâce à un déversoir placé en tête de la station et variant de 3 à 5 fois le débit de pointe par temps sec. Dans notre cas, la dilution sera de **3**.

$$Q_{pte,pluie} = (3-5) Q_{pte,sec} \dots\dots\dots(V.8)$$

Les résultats de calcul des charges hydrauliques obtenus en utilisant les formules précédentes sont repris dans le tableau qui suit :

Tableau V.2 : Les charges hydrauliques.

Horizons	$Q_{moy j}$ (m3/j)	$Q_{moy,h}$ (m ³ /h)	Q_d (m ³ /h)	K_p	$Q_{pte,sec}$ (l/s)	$Q_{pte,pluie}$ (l/s)
2030	8968,03	373,67	560,50	1,75	181,65	544,95
2045	12613,11	525,55	788,32	1,52	221,9	665,7

V.1.2.Les charges polluantes

V.1.2.1.Charge moyenne en DBO₅

➤ **Calcul théorique :**

Théoriquement, on utilise la formule suivante pour déterminer la charge moyenne journalière en DBO₅ :

$$L_0 = DBO_5 * EH * 10^{-3} \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec :

- L_0 : Charge moyenne journalière en DBO5 (Kg/j)
- DBO_5 : La charge en DBO5 apportée par les eaux usées brutes par jour et par habitant (Elle est estimée dans un réseau unitaire de 70 g/hab/j [3]).
- EH : l’équivalent habitant à l’horizon de calcul

➤ **Calcul pratique :**

La charge polluante est donnée par la formule suivante :

$$L_0 = [DBO_5] \times Q_{moy j} \dots\dots\dots(V.10)$$

Avec :

- ✓ L_0 : Charge moyenne journalière en DBO5 (Kg/j)
- ✓ $[DBO_5]$: La concentration moyenne en DBO5 (Kg/m³)
- ✓ $Q_{moy j}$: Débit moyen journalier en (m³/j).

Nous avons **[DBO5] = 180 mg/l**.

V.1.2.2. Charge moyenne en MES

➤ **Calcul théorique :**

Théoriquement, on utilise la formule suivante pour déterminer la charge moyenne journalière en MES :

$$MES_0 = MES * EH * 10^{-3} \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec :

- MES_0 : Charge moyenne journalière en MES (Kg/j)
- MES : La charge en MES apportée par jour et par habitant (Elle est estimée dans un réseau unitaire à 80g/hab/j).
- EH : l'équivalent habitant à l'horizon de calcul.

➤ **Calcul pratique :**

La charge polluante en MES est donnée par la formule suivante :

$$MES_0 = [MES] \times Q_{moy\ j} \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

- MES_0 : Charge moyenne journalière en MES (Kg/j)
- [MES]: La concentration moyenne en MES (Kg/m³)
- $Q_{moy\ j}$: Débit moyen journalier en (m³/j).
- Nous avons : [MES]= **161 mg/l.**

V.1.2.3. Charge moyenne en DCO

La charge moyenne en DCO est estimée comme suit :

$$DCO_0 = [DCO] \times Q_{moy\ j} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec :

- DCO_0 : Charge moyenne journalière en DCO (Kg/j)
- [DCO]: La concentration moyenne en DCO (Kg/m³)
- $Q_{moy\ j}$: Débit moyen journalier en (m³/j).
- Nous avons : [DCO]= **230 mg/l.**

Les résultats de calcul des différentes charges polluantes sont repris dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Les charges polluantes.

Horizons	$Q_{moy\ j}$ (m ³ /j).	L_0 (Kg/J)	MES0 (Kg/J)	DCO0 (Kg/J)
2030	8968,03	1614,24	1443,85	2062,64
2045	12613,11	2270,36	2030,71	2901,02

V.2. Le Prétraitement

Le prétraitement est constitué par une série d'opérations physiques ou mécaniques qui ont pour but d'éliminer la fraction la plus grossière.

Les principales opérations de prétraitements sont :

- ❖ Le dégrillage.
- ❖ Le dessablage-déshuilage.

V.2.1. Dégrillage

Le dégrillage est implanté à l’amont de toute installation de traitement d’eaux usées, ainsi il permet la protection de la station contre l’arrivée intempestive de gros objets susceptible de provoquer des bouchages dans les différentes unités de traitement, et s’effectue par simple passage des eaux à traiter à travers des grilles. On en distingue deux types :

- Dégrillage grossier
- Dégrillage moyen

Dans notre cas, seule la grille moyenne est nécessaire car les eaux proviennent d’une station de relevage munie elle-même d’un dégrilleur grossier.

A. Calcul de la largeur de la grille

La largeur de la grille sera déterminée par la méthode de KIRSCHMER :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec :

- ☞ L : Largeur de la grille (m).
- ☞ α : Angle d’inclinaison de la grille avec l’horizontal, compris entre 60° et 80°.
- ☞ h_{\max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{\max} = (0,15 - 1,5)$
- ☞ β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots\dots\dots (V.15)$$

Tel que :

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

Tableau V.4: Espacement et épaisseur des barreaux.

paramètres	Grilles grossières	Grilles moyennes
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5à10	2

- ☞ 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 (m²) tel que :

$$S = \frac{Q_{\text{pte,pluie}}}{v} \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec :

- ☉ $Q_{\text{pte,pluie}}$: Débit de pointe en temps de pluie (m³/s).
- ☉ v : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).
 - ⚠ La vitesse d’écoulement (de passage) de l’effluent est comprise entre (0,6 - 1,4) m/s et cela pour éviter le colmatage en profondeur des barreaux et de ne pas provoquer des pertes de charge trop importantes.

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

Horizon 2030

On prend :

- $\alpha = 80^\circ$
- $Q_{pte, pluie} = 544,95 \text{ l/s} = 0,545 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V = 0.9 \text{ m/s}$
 $\Rightarrow S = 0,6 \text{ m}^2$
- $h_{max} = 0,6 \text{ m}$
- $d = 1 \text{ cm}$
- $e = 2 \text{ cm}$
 $\Rightarrow \beta = 0.33$
- $\delta = 0,5$ (grille automatique)

Alors :

$$L = \frac{0.6 \times \sin 80}{0,6(1 - 0,33) \cdot 0,5} = 2,94 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{L = 3m}$$

Horizon 2045

On prend :

- $\alpha = 80^\circ$
- $Q_{pte, pluie} = 665,7 \text{ l/s} = 0,666 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V = 0.9 \text{ m/s}$
 $\Rightarrow S = 0,74 \text{ m}^2$
- $h_{max} = 0,6 \text{ m}$
- $d = 1 \text{ cm}$
- $e = 2 \text{ cm}$
 $\Rightarrow \beta = 0.33$
- $\delta = 0,5$ grille automatique

Alors :

$$L = \frac{0.74 \times \sin 80}{0,6(1 - 0,33) \cdot 0,5} = 3,62 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{L = 3.7m}$$

B. Calcul des pertes de charges

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

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots (V.17)$$

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/s²).
- ✓ α: angle d'inclinaison de la grille (α =80°).
- ✓ V : vitesse d'écoulement dans la grille. (m/s)

☞ Les valeurs de β' sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau V.5 : les valeurs de β'

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

Horizon 2030

$$\Delta H = 1,79 \times (1/2)^{1,33} \times (0,9)^2 / 19,62 \times 0,98 = 0,03m$$

Δ H=0,03m

Horizon 2045

$$\Delta H = 1,79 \times (1/2)^{1,33} \times (0,9)^2 / 19,62 \times 0,98 = 0,03m$$

Δ H=0,03m

C. Calcul du volume de déchets retenus au niveau de la grille

Le volume des déchets retenus par les grilles dépend :

- Du débit de l'effluent.
- De la finesse du dégrillage.

Pour une eau usée urbaine, la quantité de déchets récupérée par les grilles par habitant et par an est estimée à :

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

Le volume des déchets retenus par jour est donné par la formule qui suit :

$$V = \text{nombre d'habitants} \times V \text{ retenu} \times 10^{-3} / 365 \text{ (m}^3\text{/j)(V.18)}$$

Horizon 2030

$$V = 62278 \times 7 \times 10^{-3} / 365 = 1,19 \text{ m}^3\text{/j}$$

V=1,19 m³/j

Horizon 2045

$$V = 87591 \times 7 \times 10^{-3} / 365 = 1,67 \text{ m}^3\text{/j}$$

V=1,67 m³/j

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2030 et 2045 sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau V.6: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.

Ouvrage : dégrilleur moyen	Unité	Horizon 2030	Horizon 2045
Débit de la station.	m ³ /s	0,545	0,666
Epaisseur des barreaux d	cm	1	1
Espacement des barreaux e	cm	2	2
β	/	0.33	0.33
δ	/	0,5	0,5
h max	m	0,6	0,6
Largeur du dégrilleur	m	3	3,7
Perte de charge	m	0,03	0,03
Volume moyen des déchets retenus (V _{moy})	m ³ /j	1,19	1,67

V.2.2. Dessablage – déshuilage

Le bassin de dessablage déshuilage proposé est de type aéré de forme rectangulaire, avec l’injection d’air assurant une turbulence constante pour éviter tout dépôt des matières organiques. Il est composé de deux zones :

- ❑ L’une aérée pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérés au fond de l’ouvrage.
- ❑ Les huiles et les graisses sont récupérées en surface par raclage.

V.2.2.1. Le dimensionnement du dessableur-déshuileur

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

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots(V.19)$$

Où :

- ☞ V_e : la vitesse horizontale (vitesse d’écoulement est $0.2 < V_e < 0.5$ (m/s)
- ☞ V_s : Vitesse de sédimentation. (vitesse est : $10 < V_s < 20$ (m³/m²/h)
- ☞ L : Longueur de bassin.
- ☞ H : Profondeur de bassin. (H compris entre 1 et 2,5 m)
- ☞ $L/H = (10-15)$.

- ❖ Dans cet ouvrage, on calcule les paramètres suivants :

1. La surface verticale

$$S_v = \frac{Q_{pte, pluie}}{V_e} \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots(V.20)$$

Avec :

- $Q_{pte, pluie}$: Débit de pointe en temps de pluie (m³/s)
- V_e : Vitesse d’écoulement (m/s)

2. La surface horizontale

$$S_h = \frac{Q_{pte, pluie}}{V_s} \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots\text{(V.21)}$$

Avec :

- $Q_{pte, pluie}$: Débit de pointe en temps de pluie (m³/s)
- V_s : Vitesse de sédimentation (m/s)

3. La longueur du désableur

$$L \cdot B = S_h \text{ et } L = 2 \cdot B \dots\dots\dots\text{(V.22)}$$

Avec :

- L : longueur du désableur (m)
- B : largeur du désableur (m)
- S_h : section horizontale (m²)

4. La largeur du désableur

$$B = S_h / L \text{ (m)} \dots\dots\dots\text{(V.23)}$$

Avec :

- B : largeur du désableur (m)
- S_h : section horizontale (m²)
- L : longueur du désableur (m)

5. Le volume du bassin

$$V = S_h \cdot H \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots\text{(V.24)}$$

Avec :

- S_h : section horizontale (m²)
- H : hauteur de désableur (m)

6. Le temps de séjour dans le bassin

$$T_s = \frac{V}{Q_{pte, pluie}} \text{ (s)} \dots\dots\dots\text{(V.25)}$$

Avec :

- V : volume du bassin (m³)
- $Q_{pte, pluie}$: Débit de pointe en temps de pluie (m³/s)

7. Le volume d'air à insuffler dans le désableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5m³d'air/m³d'eau.

$$q_{air} = Q_{ptp} \cdot V \text{ (m}^3 \text{ d'air/h)} \dots\dots\dots\text{(V.26)}$$

Avec :

- ✓ V : le volume d'air à injecter (m³).
- ✓ Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie (m³/s) .

 **Horizon 2030**

On prend :

- ✓ $Q_{pte, pluie} = 0.545 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $V_e = 0.3 \text{ m/s}$.
- ✓ $V_s = 20 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{h)} = 0.0055 \text{ m/s}$.
- ✓ $H = 1 \text{ m}$

 **La surface verticale**

$$S_v = \frac{Q_{pte, pluie}}{V_e} = \frac{0.545}{0.3} = 1,82 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad S_v = \mathbf{1,82 \text{ m}^2}$$

 **La surface horizontale**

$$S_h = \frac{Q_{pte, pluie}}{V_s} = \frac{0.545}{0.0055} = 99,09 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad S_h = \mathbf{99,10 \text{ m}^2}$$

 **La largeur du déssableur**

$$B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{99,10}{2}} = 7,04 \text{ m} \qquad \qquad \qquad B = \mathbf{7,10 \text{ m}}$$

 **La longueur du déssableur**

$$L = 2 \cdot B = 2 \cdot 7,1 = 14,2 \text{ m} \qquad \qquad \qquad L = \mathbf{14,2 \text{ m}}$$

 **Le volume du bassin**

$$V = S_h \cdot H = 99,1 \cdot 1 = 99,10 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad V = \mathbf{99,10 \text{ m}^3}$$

 **Le temps de séjour dans le bassin**

$$T_s = \frac{V}{Q_{pte, pluie}} = \frac{99,1}{0,545} = 180 \text{ secondes} \qquad \qquad \qquad T_s = \mathbf{3 \text{ minutes}}$$

 **Le volume d'air à insuffler dans le déssableur**

$$q_{air} = Q_{ptp} \cdot V = 0,545 \cdot 1,5 = 0,8175 \text{ m}^3 \text{ d'air/s} \qquad \qquad \qquad q_{air} = \mathbf{2943 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$$

 **Vérification de l'inégalité**

$$V_e/V_s = 54,54 \text{ et } L/H = 14,2 \qquad \qquad \qquad \text{donc : c'est vérifié}$$

 **Horizon 2045**

Pour cet horizon, on dimensionne le déssableur-déshuileur avec la différence des débits des deux horizons :

On prend alors :

- ✓ $Q_{pte, pluie} = 0,666 - 0,545 = 0,121 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $V_e = 0.3 \text{ m/s}$.
- ✓ $V_s = 20 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{h)} = 0.0055 \text{ m/s}$.
- ✓ $H = 1 \text{ m}$

On obtient :

$$\begin{aligned} \Rightarrow S_v &= \frac{0,121}{0,3} = 0,4 \text{ m}^2 & S_v &= 0,4 \text{ m}^2 \\ \Rightarrow S_h &= \frac{0,121}{0,0055} = 22 \text{ m}^2 & S_h &= 22 \text{ m}^2 \\ \Rightarrow B &= \sqrt{\frac{22}{2}} = 3,31 \text{ m} & B &= 3,5 \text{ m} \\ \Rightarrow L &= 2*B = 2*3,5 = 7 \text{ m} & L &= 7 \text{ m} \\ \Rightarrow V &= 22*1 = 22\text{m}^3 & V &= 22 \text{ m}^3 \\ \Rightarrow T_s &= \frac{22}{0,121} = 180 \text{ secondes} & T_s &= 3 \text{ minutes} \end{aligned}$$

☞ **Le volume d'air à insuffler dans le déssableur**

$$q_{air} = Q_{Ptp} \cdot V = 0,121 * 1,5 = 0,182 \text{ m}^3 \text{ d'air/s} \qquad \mathbf{q_{air} = 653,4 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$$

✖ **Vérification de l'inégalité**

$$V_e/V_s = 54,54 \text{ et } L/H=7 \qquad \text{donc : c'est vérifié}$$

V.2.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le Dessableur

Le pourcentage de MVS (matières volatiles en suspension) est évalué à 70% et MMS (matières minérales en suspension) à 30% des MES total ; c'est-à-dire :

$$\mathbf{MES=70\% MVS + 30\% MM \dots\dots\dots(V.27)}$$

☞ Le déssableur permet d'éliminer 70% de la matière minérale en suspension (MMS).

🚦 Horizon 2030

On a MES(2030)= 1443,85 Kg/j.

- 🌟 **Quantité de matière volatile en suspension MVS à l'entrée du dessableur**
 $MVSe = 70\% \text{ MES} = 0.7 \times 1443,85 = 1010,7 \text{ kg/j} \qquad \mathbf{MVSe = 1010,7 \text{ kg/j}}$
- 🌟 **Quantité de MMS à l'entrée du dessableur :**
 $MMS_e = 30\% \text{ MES} = 0.3 \times 1443,85 = 433,16 \text{ Kg/j} \qquad \mathbf{MMS_e = 433,16 \text{ kg/j}}$
- 🌟 **Quantité de MMS éliminée :**
 $MMS_{éliminée} = 0.7 \text{ MMS}_e = 0.7 \times 433,16 = 303,21 \text{ Kg/j.} \qquad \mathbf{MMS_{élim} = 303,21 \text{ kg/j}}$
- 🌟 **Quantité de MMS à la sortie du dessableur**
 $MMS_s = MMS_e - MMS_{éliminée} = 433,16 - 303,21 = 129,95 \text{ Kg/j} \qquad \mathbf{MMS_s = 129,95 \text{ Kg/j}}$
- 🌟 **Quantité de MES à la sortie du dessableur**
 $MES_s = MVSe + MMS_s = 1140,65 \text{ Kg/j.} \qquad \mathbf{MES_s = 1140,65 \text{ Kg/j}}$

🚦 Horizon 2045

Pour l'horizon 2045, MES = MES (2045) - MES(2030) = 2030,71– 1443,85= **586,86 Kg/j**

- 🌟 **Quantité de matière volatile en suspension MVS à l'entrée du dessableur**
 $MVSe = 70\% \text{ MES} = 0.7 \times 586,86 = 410,8 \text{ kg/j} \qquad \mathbf{MVSe = 410,8 \text{ kg/j}}$
- 🌟 **Quantité de MMS à l'entrée du dessableur :**
 $MMS_e = 30\% \text{ MES} = 0.3 \times 410,8 = 176,05 \text{ Kg/j} \qquad \mathbf{MMS_e = 176,05 \text{ kg/j}}$

☆ **Quantité de MMS éliminée :**

$MMS_{\text{éliminée}} = 0.7 MMS_e = 0.7 \times 176,05 = 123,24 \text{ Kg/j}$ $MMS_{\text{élim}} = 123,24 \text{ kg/j}$

☆ **Quantité de MMS à la sortie du dessableur**

$MMS_s = MMS_e - MMS_{\text{éliminée}} = 176,05 - 123,24 = 52,81 \text{ Kg/j}$ $MMS_s = 52,81 \text{ Kg/j}$

☆ **Quantité de MES à la sortie du dessableur**

$MES_s = MVSe + MMS_s = 463,61 \text{ Kg/j}$ $MES_s = 463,61 \text{ Kg/j}$

V.3. Le traitement primaire

Après les prétraitements, il reste une charge polluante dissoute et des matières en suspension dans l'eau. Le traitement primaire va permettre d'éliminer en partie ces pollutions (organique ou minérale). Les dimensions (particules grossières non piégées lors des étapes de prétraitements, finement dispersées ou à l'état colloïdal) et la densité de ces particules sont très variables. Ce traitement correspond à une étape gravitaire qui permet d'isoler par décantation les particules (matières organiques et minérales) décantables.

Les eaux vont traverser le bassin décanteur à faible vitesse pour que les matières en suspension puissent sédimenter. Le décanteur primaire est équipé d'un pont tournant qui concentre les matières décantées vers le centre du bassin. Elles sont alors prélevées par des pompes qui les refoulent jusqu'aux installations de traitement des boues.

En effet, une décantation primaire est mise en œuvre pour alléger la charge à l'entrée du bassin d'aération ; elle permet donc l'élimination de 50% à 60% de la charge initiale en matière en suspension (MES) et 35 % de la charge organique entrante exprimée en DBO₅.

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. Aussi, les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

V.3.1. Dimensionnement de décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

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

$V_{\text{lim}} = Q_{\text{pte, pluie}} / S \text{ (m/s)} \dots\dots\dots (V.28)$

- $Q_{\text{pte, pluie}}$: Débit de pointe en temps de pluie (m³/s)
- S : surface totale (m²)

- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures.
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m

✚ **Horizon 2030**

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport suivant :

$K = Q_{\text{pte, pluie}} / Q_{\text{moy, h}}$

Tableau V.7 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{\text{moy h}}$

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

$K = Q_{pte, pluie} / Q_{moy, h} = 5$ donc d'après ce tableau on tire la vitesse $V_{lim} = 3,75$ m/h

✓ $Q_{pte, pluie}$: Débit de pointe en temps de pluie (m^3/h)

✓ $Q_{moy, h}$: débit moyen horaire (m^3/h)

☞ **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = Q_{pte, pluie} / V_{lim} = 1961,82 / 3,75 = 523,2 \text{ m}^2 \quad S_h = 523,2 \text{ m}^2$$

✓ $Q_{pte, pluie}$: Débit de pointe en temps de pluie (m^3/h)

☞ **Volume du décanteur**

On prend $T_s = 1$ h

$$V = Q_{pte, pluie} \cdot T_s = 1961,82 \cdot 1 = 1961,82 \text{ m}^3 \quad V = 1962 \text{ m}^3$$

☞ **La hauteur du décanteur**

$$H = V / S_h = 1962 / 523,2 = 3,75 \text{ m} \quad H = 3,75 \text{ m}$$

Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement de 0,75m; donc la hauteur totale est **H=4,5m**

☞ **Le diamètre du décanteur:**

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4(1962)}{3,14(4,5)}} = 23,56 \text{ m} \quad D = 23,6 \text{ m}$$

Avec :

-D : diamètre du décanteur (m) ;

-V : volume du décanteur (m^3) ;

-H : hauteur du décanteur (m)

☞ **Détermination du temps du séjour**

✓ pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy, h} = 1962 / 373,66 = 5,25 \text{ h}$$

✓ pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pte, sec} = 1962 / 653,94 = 3 \text{ h}$$

✓ pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{pte, pluie} = 1962 / 1962 = 1 \text{ h}$$

Horizon 2045

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

$$\square Q_{pte, pluie} = Q_{pte, pluie(2045)} - Q_{pte, pluie(2030)}$$

$$\text{Donc : } Q_{pte, pluie} = 0,666 - 0,545 = 0,121 \text{ m}^3/s$$

$$\square K = Q_{pte, pluie} / Q_{moy, h} = 2,86 \text{ donc d'après le tableau V.7, on tire la vitesse}$$

$$V_{lim} = 2,5 \text{ m/h}$$

☞ **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = Q_{pte, pluie} / V_{lim} = 435,6 / 2,5 = 174,25 \text{ m}^2 \quad S_h = 174,25 \text{ m}^2$$

✓ $Q_{pte, pluie}$: Débit de pointe en temps de pluie (m^3/h)

☞ **Volume du décanteur**

On prend $T_s = 1,3$ h

$$V = Q_{\text{pte, pluie}} \cdot T_s = 435,6 \cdot 1,3 = 566,28 \text{ m}^3 \quad V = 566,3 \text{ m}^3$$

☞ **La hauteur du décanteur**

$$H = V / S_h = 566,3 / 174,25 = 3,25 \text{ m} + 0,75 \text{ m} \quad H = 4 \text{ m}$$

☞ **Le diamètre du décanteur:**

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4(566,3)}{3,14(4)}} = 13,5 \text{ m} \quad D = 13,5 \text{ m}$$

☞ **Détermination du temps du séjour**

✓ pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{\text{moy, h}} = 566,3 / 525,55 = 1 \text{ h et } 5 \text{ minutes}$$

✓ pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{\text{pte, pluie}} = 566,3 / 435,6 = 1 \text{ h et } 18 \text{ minutes}$$

V.3.2. Calcul de la quantité de boues éliminées

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de : 35% de DBO5 et 60% de MES

🚦 **Horizon 2030**

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

☞ $DBO5 = 1614,24 \text{ Kg/j.}$

☞ $MES1 = 1140,65 \text{ Kg/j.}$

Avec: MES1: charge en matière en suspension à la sortie du déssableur.

❖ Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :

▪ $DBO5 \text{ éliminée} = 0.35 \times DBO5 = 0.35 \times 1614,24 = 564,98 \text{ Kg/j}$

▪ $MES \text{ éliminée} = 0.6 \times MES1 = 0.6 \times 1140,65 = 684,4 \text{ Kg/j}$

- Les charges à la sortie du décanteur primaire :

▪ $MES_s = MES1 - MES_{\text{éliminée}} = 1140,65 - 684,4 = 456,25 \text{ Kg/j}$

▪ $DBO5_s = DBO5 - DBO5_{\text{éliminée}} = 1614,24 - 564,98 = 1049,26 \text{ Kg/j}$

🚦 **Horizon 2045**

Pour l'horizon de l'extension, on va prendre les charges à l'entrée tel que :

☞ $DBO5 = DBO5_{(2045)} - DBO5_{(2030)} = 2270,36 - 1614,24 = 656,12 \text{ Kg/j}$

☞ $MES = MES_{(2045)} - MES_{(2030)} = 1604,25 - 1140,65 = 463,61 \text{ Kg/j}$

On aura alors :

▪ $DBO5 \text{ éliminée} = 0.35 \times DBO5 = 0.35 \times 656,12 = 229,64 \text{ Kg/j}$

▪ $MES \text{ éliminée} = 0.6 \times MES = 0.6 \times 463,61 = 278,16 \text{ Kg/j}$

▪ $MES_s = MES - MES_{\text{éliminée}} = 1567,1 - 278,16 = 1288,94 \text{ Kg/j}$

▪ $DBO5_s = DBO5 - DBO5_{\text{éliminée}} = 656,12 - 229,64 = 426,48 \text{ Kg/j}$

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

Tableau V.8: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

Désignation	Unité	2030	2045
Débit de pointe en temps de pluie	m ³ /s	0.545	0.666
Surface horizontale	m ²	523.2	174.25
Volume	m ³	1962	566.3
Hauteur d'eau	M	4.5	4
Diamètre	M	23.6	13.5
MES entrées	Kg /j	1140,65	1604,25
DBO ₅ entrée	Kg /j	1614.24	2270,36
MES éliminée	Kg /j	278,166	940,26
DBO ₅ éliminée	Kg /j	684,4	794,61
MES sorties	Kg /j	456,25	641,08
DBO ₅ sortie	Kg /j	1049.26	1475,74

V.4. Les traitements secondaires

Le traitement biologique utilisé est le procédé à *boues activées* et est réalisé dans un ensemble complet qui comprend :

- Les bassins d'aération.
- Les décanteurs secondaires (clarificateurs).

Pour cela, on va faire une petite comparaison entre de deux variantes ; une à **moyenne** charge et l'autre à **faible** charge.

V.4.1. Etude de la variante à moyenne charge

V.4.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Les paramètres caractérisant le traitement par boues activées à moyenne charge sont les suivants

- ☞ La charge massique (C_m) 0,2 < C_m < 0,5 Kg DBO₅/Kg.MVS.j
Le calcul de la station sera basé sur cette valeur : **C_m = 0,4 Kg DBO₅/ Kg MVS j**
- ☞ La charge volumique (C_v) 0,6 < C_v < 1,5 Kg DBO₅/ m³ /j
Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante : **C_v = 0,8 Kg DBO₅/ m³/ j**

☞ La charge volumique (C_v) permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

☞ Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique.
Le bassin sera de forme carrée de côté L. Tel que **S_h=L²**

✚ Pour l'horizon 2030

☆ Le volume du bassin

$$V_a = L_0 / C_v \dots\dots\dots (V.29)$$

✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j) **$C_v = 0,8 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$**

✓ L_0 : charge polluante (kg DBO₅/j). **$L_0 = 1049.26 \text{ kg/j}$**

Donc : **$V = L_0 / C_v = 1049.26 / 0,8 = 1311,58 \text{ m}^3$** **$V = 1311,6 \text{ m}^3$**

☆ La hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **$H = 3 \text{ m}$**

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

☆ Surface horizontale du bassin

$S_h = V / H = 1311,6 / 3 = 437,2 \text{ m}^2$ **$S_h = 437,2 \text{ m}^2$**

☆ Calcul des dimensions du bassin (carré)

$L = \sqrt{S_h} = \sqrt{437,2} = 20,9 \text{ m}$ **$L = 21 \text{ m}$**

☆ La masse de boues dans le bassin

$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{1049.26}{0.4} = 2623,15 \text{ kg}$ **$X_a = 2623,15 \text{ kg}$**

☆ Concentration de boues dans le bassin

$[X_a] = X_a / V = 2623,15 / 1311,6 = 1,99 \text{ kg/m}^3$ **$[X_a] = 2 \text{ kg/m}^3$**

V : Volume du bassin d'aération.

☆ Calcul du temps de séjour

1. Pour le débit moyen horaire

$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{1311,6}{373,67} = 3,51 \text{ h}$ **$T_s = 3 \text{ h et } 31 \text{ minutes}$**

2. Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$T_s = \frac{V}{Q_{\text{pte.pluie}}} = \frac{1311,6}{1962} = 0,66 \text{ h}$ **$T_s = 41 \text{ minutes}$**

☆ Concentration de l'effluent en DBO₅

$S_o = L_0 / Q_{\text{moy.j}} = 1049,26 / 8968,03 = 117 \text{ mg/l}$ **$S_o = 117 \text{ mg/l}$**

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

La charge polluante exprimée en DBO₅ à la sortie du décanteur secondaire a une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅

D'où la charge :

$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy.j}} = 0,03 \cdot 8968,03 = 269 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$ **$L_f = 269 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$**

☆ La charge polluante en DBO₅ éliminée L_e

$L_e = L_0 - L_f = 1049,26 - 269 = 780,26 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$ **$L_e = 780,26 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$**

☆ Le rendement de l'épuration

$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = (780,26 / 1049,26) \cdot 100 = 74,36 \%$ **$\eta_{ep} = 74,36 \%$**

☆ Besoins théoriques en oxygène

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène d'une part pour se nourrir et de se développer à partir de la pollution éliminée et d'autre part par la dégradation de la matière organique ; cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse cellulaire plus celle nécessaire à la respiration endogène.

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \text{ (Kg/j) (V.30)}$$

Avec :

- ☞ L_e : DBO_5 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ☞ X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ☞ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.
- ☞ b' : coefficient cinétique de respiration endogène

Remarque :

Les valeurs de a' et b' sont tirées à partir du tableau suivant :

Tableau V.9 : valeurs de a_m , b , a' , et b' en fonction du procédé d'épuration par boue activée.

Type de traitement	a_m	b	a'	b'
Forte charge	0,55	1,00	0,55	0,12
Moyenne charge	0,6	0,07	0,6	0,08
Faible charge	0,65	0,05	0,65	0,065

Pour notre cas, on prendra alors: $a'=0,6$ et $b'=0,08$

- **La quantité d'oxygène journalière**

$$q_{o_2} = 0,6. 780,26 + 0,08. 2623,15 = 678 \text{ Kg } O_2/j \qquad \qquad \qquad q_{o_2}=678 \text{ Kg } O_2/j$$

- **La quantité d'oxygène horaire**

$$q_{o_2/24} = 678/24 = 28,25 \text{ Kg } O_2/h$$

- **La quantité d'oxygène nécessaire par m^3 du bassin**

$$q_{o_2/m^3} = q_{o_2} / v = 678/1311,6 = 0,52 \text{ Kg } O_2/m^3j$$

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

$$q_{o_2pte} = (a' L_e / T_d) + (b' . X_a / 24) \text{ (V.31)}$$

✓ T_d : période diurne en heures $T_d = 16h$.

$$q_{o_2pte} = (0,6. 780,26 / 16) + (0,08. 2623,15 / 24) = 38 \text{ Kg } O_2/h.$$

☆ **Besoin réel en pointe en oxygène**

En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gênée par la présence dans les eaux usées des matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif.

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

$$q_{o_2réel} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \text{(V.32)}$$

- ✓ α : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendants de la nature de l'eau (MES, tensio-actif) et du système d'aération.

$$\alpha = \frac{C_s \text{ eau usée}}{C_s \text{ eau épurée}} = 0,8 \dots \dots \dots (V.33)$$

Avec : C_s : la concentration en oxygène à saturation à l'interface.

- ✓ β : Tel que : $0,8 \leq \beta \leq 0,95$
On prend : $\beta = 0,85$

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{38}{0,8 * 0,85} = 55,9 \text{ Kg } O_2/h$$

En moyenne : $q_{O_2 \text{ réel jour}} = \frac{678}{0,8 * 0,85} = 997,1 \text{ Kg } O_2/j$

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

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

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1et 2 Kg O_2 /Kwh.

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots \dots \dots (V.34)$$

- ✓ E_n : Puissance de l'aération nécessaire.
- ✓ q_{O_2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)
- ✓ E_a : quantité d' O_2 par unité de puissance.

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

Donc : $E_n = \frac{55,9}{1,5} = 37,3 \text{ kw}$ $E_n = 37,3 \text{ Kw}$

- **Puissance de brassage**

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h * P_a \dots \dots \dots (V.35)$$

- ✓ P_a : puissance spécifique absorbée.

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

- ✓ S_h : surface horizontale du bassin.

Donc : $E_b = S_h * P_a = 437,2 * 80 = 35 \text{ kw}$.

- **Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin**

$$N_a = E_n / E_b = 37,3 / 35 = 1,1$$

On prend deux aérateurs ($N_a = 2$).

- **Bilan de boues**

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

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots \dots \dots (V.36)$$

Avec :

- ✓ X_{min} : Boues minérales. (30 % de MES)
- ✓ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.
- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO₅ éliminées).
- ☛ On prend $a_m = 0.6$ (tableau V.9)
- ✓ L_e : Quantité de DBO₅ à éliminer (Kg/j).
- ✓ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.
 $b = 0,07$ (tableau V.9)
- ✓ X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- ✓ X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l).

☛ La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **456,25 Kg/j**

- $X_{min} = 0,3 * 456,25 = 136,875 \text{ Kg/j}$
- $X_{dur} = 0,3 \text{ MVS} = 0,3 (0,7 * 456,25) = 95,82 \text{ kg/j}$
- $a_m L_e = 0,6 * 780,26 = 468,16 \text{ Kg/j}$
- $b X_a = 0,07 * 2623,15 = 183,62 \text{ Kg/j}$
- $X_{eff} = 0,03 * 8968,03 = 269,04 \text{ Kg/j}$

Donc: $\Delta X = 136,875 + 95,82 + 468,16 - 183,62 - 269,04 = 248,2 \text{ Kg/j}$

$\Delta X = 248,2 \text{ Kg/j}$

☛ **Concentration de boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (V.37)$$

Avec :

- ✓ X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).
- ✓ I_m : L'indice de Mohlman.
- ✓ I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :
(100-150)

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

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

D'où : $X_m = \frac{1200}{125}$

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

☛ **Le débit de boues en excès**

Ce débit est donné par :

$$Q_{b.exc} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{248,2}{9,6} = 25,85 \text{ m}^3/\text{j} \qquad Q_{b.exc} = 25,85 \text{ m}^3/\text{j}$$

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

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots (V.38)$$

V : volume de bassin

Donc : $q_{sp} = \frac{248,2}{1311,6} = 0,19 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$

q_{sp} = 0,19 Kg / m³·j.

☞ **Les boues recyclées**

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin d'aération, une optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne et d'éviter l'accumulation des boues dans le clarificateur, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aération. 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 :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots (V.39)$$

- R : taux de recyclage(%)

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

$$R = \frac{100(2)}{\frac{1200}{125} - 2} = 26,32 \Rightarrow$$

R=26,32 %

☞ **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R Q_{moy,j} \dots\dots\dots (V.40)$$

Donc :

$Q_r = 0,26 \cdot 8968,03 = 2331,7 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow$

Q_r = 2331,7 m³/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.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots (V.41)$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{2623,15}{248,2} = 10,57 \text{ jours}$$

A_b=10,57 jours

V.4.1.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

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

Un clarificateur doit donc être en mesure d'assurer simultanément trois fonctions :

- 1) Retenir un maximum de particules en suspension (clarification);
- 2) Concentrer les boues avant leur réintroduction dans le bassin d'aération pour minimiser le dimensionnement des pompes (recirculation et extraction) ;
- 3) Stocker provisoirement des boues en cas de surcharge hydraulique temporaire (protection hydraulique).

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

 **Pour l'horizon 2030**

Données de base

- ☞ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure .On prend $t_s = 1,5h$.
- ☞ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{pte, pluie} = 1962 \text{ m}^3/h$

 **Le volume du clarificateur**

$$V = Q_{pte, pluie} \cdot t_s = 1962 \cdot 1,5 = 2943 \text{ m}^3 \qquad v=2943\text{m}^3$$

 **Hauteur du clarificateur**

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

On prend : **H=4m**

 **La surface horizontale du décanteur**

$$S_h = v/H = 2943/4 = 735,75 \text{ m}^2 \qquad S_h=735,75 \text{ m}^2$$

 **Le diamètre du décanteur**

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4(2943)}{3,14 \cdot 4}} = 30,6 \text{ m} \qquad D=30,6 \text{ m}$$

 **Le temps de séjour**

$$T_s = v / Q$$

- ☞ Pour le débit moyen horaire
 $T_s = V / Q_{moy,h} = 2943/373,67 = 7,88 \text{ h}$
- ☞ Pour le débit de pointe par temps sec
 $T_s = V / Q_{pte, sec} = 2943/655,2 = 4,5 \text{ h}$
- ☞ Pour le débit de pointe par temps de pluie.
 $T_s = V / Q_{pte, pluie} = 2943/1962 = 1,5 \text{ h}$

✚ Pour l'horizon 2045 (extension)

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

$$Q_{\text{pte, pluie}} = Q_{\text{pte, pluie (2045)}} - Q_{\text{pte, pluie (2030)}}$$

Donc: $Q_{\text{pte, pluie}} = 0,666 - 0,545 = \mathbf{0,121 \text{ m}^3/\text{s}}$

☞ $Q_{\text{pte, pluie}}$: débit en temps de pluie (débit de la station).

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

$$\text{DBO}_5 = \text{DBO}_5 (2045) - \text{DBO}_5(2030) = 1475,74 - 1049,26 = \mathbf{426,48 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MES} = \text{MES} (2045) - \text{MES}(2030) = 641,08 - 456,25 = \mathbf{184,83 \text{ Kg/j}}$$

☞ Les résultats de dimensionnement du bassin d'aération et du clarificateur pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.10: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur pour les 2 horizons :

Désignations	Unité	2030	2045
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	8968,03	3645,08
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	373,67	151,87
Débit de pointe en temps de pluie $Q_{\text{pte, pluie}}$	m^3/h	1962	435,6
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1049,26	426,48
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	117	117
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	269	109,35
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	780,26	317,13
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	74,36	74,36
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	1311,6	533,1
nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	3	3
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	437,2	177,7
Le coté du bassin L	m	21	14
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	2623,15	1066,22
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	2	2
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	3,51	3,5
- débit de la station	min	41	74

Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	678	275,6
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	28,25	11,5
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ .j	0,52	0,52
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	38	15
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
- Besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	55,9	22
- puissance de l'aération nécessaire	Kw	37,3	14,6
- puissance de brassage	Kw	35	14,22
- nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	2
Bilan de boues			
la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	248,2	100,6
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,6	9,6
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	25,85	10,47
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,19	0,19
Le taux de boues recyclées R	%	26,32	26,32
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	2331,7	947,72
Age des boues A_b	j	10,57	11
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	-	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	735,75	163,35
Diamètre	m	30,6	14,5
Volume	m ³	2943	653,4
Hauteur	m	4	4
Temps de séjour T_s			
• débit moyen horaire	j	7,88	4,3
• débit de pointe par temps sec	j	4,5	4,32
• débit de la station	j	1,5	1,5

V.4.2. Etude de la variante à faible charge

Etant donné que les ouvrages de prétraitement ne traitent pas la charge polluante à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui de la variante à moyenne charge.

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

Le clarificateur sera lui aussi identique à celui de la variante à moyenne charge vu qu'il ne dépend que de la charge hydraulique (débit) et du temps de séjour.

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

☞ **Charge massique** $0,1 < C_m < 0,2$ Kg DBO₅/Kg MVS j

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

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

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

➤ *Les coefficients* : $a_m = 0,65$; $b = 0,05$ pour les besoins en oxygène $a' = 0,65$;
 $b' = 0.065$ pour le calcul du bilan des boues.

★ Les calculs se feront de la même manière que le cas de la variante à moyenne charge et les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.11: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur pour les 2 horizons dans le cas de faible charge :

Désignations	Unité	2030	2045
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	8968,03	3645,08
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	373,67	151,87
Débit de pointe en temps de pluie $Q_{\text{pte, pluie}}$	m^3/h	1962	435,6
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1614,24	656,12
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	180	180
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	269,1	109,35
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	1345,14	546,77
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	83,32	83,32
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	3587,2	1458
nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	896,8	364,5
Le coté du bassin L	m	30	19
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	10761,6	4374
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	3	3
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	10	9,6
- débit de la station	h	1,82	3,34

Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	1573,84	639,7
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	65,57	26
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ .j	0,44	0,43
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	83,8	34
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
- Besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	123,22	50
- puissance de l'aération nécessaire	Kw	82	26,13
- puissance de brassage	Kw	71,74	29,16
- nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	1
Bilan de boues			
la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	648,87	263,73
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	10	9,6
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	64,88	27,47
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,18	0,18
Le taux de boues recyclées R	%	42,85	45,45
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	3843,44	1640,28
Age des boues A_b	j	17	17
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	-	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	735,75	163,35
Diamètre	m	30,6	14,5
Volume	m ³	2943	653,4
Hauteur	m	4	4
Temps de séjour T_s			
• débit moyen horaire	j	7,88	4,3
• débit de pointe par temps sec	j	4,5	4,32
• débit de la station	j	1,5	1,5

Conclusion :

En faisant une comparaison entre les deux variantes proposées pour le traitement biologique, on voit que les ouvrages de traitement spécialement le bassin d'aération sont très important dans le cas à faible charge, en plus la quantité des boues extraites sont nettement élevées pour la même variante, ce qui nous conduit à choisir de construire une station d'épuration qui fonctionne à moyenne charge.

V.5. Le traitement tertiaire (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 dès lors que les eaux 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 fiable coût.

🚦 Horizon 2030

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

🌟 **La dose journalière en chlore**

$$D_j = Q_{\text{moy, j}} * (Cl_2) = 8968,03 * 0,01 = \mathbf{89,68 \text{ Kg/j}}$$

🌟 **Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore**

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

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

20° de chlorométrie → X

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

🌟 **La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire**

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

$$Q_j \rightarrow 89,68$$

$$Q_j = 89,68 / 63,4 = \mathbf{1,41 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j}$$

🌟 **La quantité annuelle d'hypochlorite**

$$Q_a = Q_j . 365 = 1,41 * 365 = \mathbf{516,3 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) /an}$$

🌟 **Dimensionnement du bassin de désinfection**

$$Q_{\text{pte, pluie}} = \mathbf{1962 \text{ m}^3/ \text{h}}$$
 (débit de pointe au temps de pluie)

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

a- Le volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte, pluie}} * T_s = 1962 * 30/60 = 981 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V=981\text{m}^3}$$

b- La hauteur du bassin

On fixe H = 3m

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

c- La surface horizontale

$$S_h = V/H = 981/3=327 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_h = 327\text{m}^2}$$

d- La largeur et la longueur

On prend : L = 2 * B

$$B = \sqrt{S_h / 2} = \mathbf{12,8 \text{ m.}}$$
 On prend:

$$\mathbf{B= 12,8 \text{ m}}$$

$$\text{Alors : } L = 2 * 12,8=25,6\text{m}$$

⇒

$$\mathbf{L=25,6\text{m}}$$

Avec

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

✚ Pour l'horizon 2045

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

Débit de la station

$$Q_{\text{pte, pluie}} = Q_{\text{pte, pluie (2045)}} - Q_{\text{pte, pluie (2030)}}$$

$$Q_{\text{pte, pluie}} = 2396,52 - 1962 = \mathbf{435,6 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Débit moyen journalier

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{moy j(2045)}} - Q_{\text{moy j(2030)}}$$

$$Q_{\text{moy j}} = 12613,11 - 8968,03 = \mathbf{3645,08 \text{ m}^3/\text{j}}$$

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

☆ La dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{\text{moy, j}} * (Cl_2) = 3645,08 * 0,01 = \mathbf{36,45 \text{ Kg/j}}$$

☆ Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

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

20° de chlorométrie → X

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

☆ La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

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

$$Q_j \rightarrow 36,45$$

$$Q_j = 36,45 / 63,4 = \mathbf{0,57 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{j}}$$

☆ La quantité annuelle d'hypochlorite

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 0,57 \cdot 365 = \mathbf{208,05 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}}$$

☆ Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{pte, pluie}} = \mathbf{435,6 \text{ m}^3/\text{h}}$$
 (débit de pointe au temps de pluie)

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

Le volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte, pluie}} * T_s = 435,6 \cdot 30/60 = 217,8 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V=217,8 \text{ m}^3}$$

La hauteur du bassin

On fixe H = 3m

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

La surface horizontale

$$S_h = V/H = 217,8 / 3 = 72,6 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_h = 72,6 \text{ m}^2}$$

La largeur et la longueur

On prend : L = 2 * B

$$B = \sqrt{S_h / 2} = \mathbf{6 \text{ m.}}$$

On prend:

$$\mathbf{B = 6 \text{ m}}$$

$$\text{Alors : } L = 2 * 6 = 12 \text{ m}$$

⇒

$$\mathbf{L = 12 \text{ m}}$$

Avec

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.12 résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2030	2045
• Volume	m ³	981	217,8
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontale	m ²	327	72,6
• Longueur	m	25,6	12
• Largeur	m	12,8	6
• Dose journalière en chlore	Kg/j	89,68	36,45
• La quantité d'hypochlorite nécessaire :	m ³ /j	1,41	0,57
• La quantité annuelle d'hypochlorite :	m ³ /an	516,3	208,05

V.6. Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues

La filière de traitement des boues passera par les étapes suivantes :

- ❖ Un épaissement des boues.
- ❖ Une digestion anaérobie.
- ❖ Une déshydratation sur lits de séchage.

Les boues liquides passeront dans l'épaisseuse puis seront acheminées vers le digesteur et quand elles sont moins liquides, elles sont transportées vers les lits de séchage.

Horizon 2030

Les boues provenant du clarificateur sont admises dans une filière de traitement comportant l'épaissement, la déshydratation et l'évacuation finale.

V.6.1. Epaisseur

L'épaisseur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans le clarificateur.

Données de calculs

- 🔮 Boues issues du décanteur primaire : $\Delta X_1 = \text{DBO}_{5e} + \text{MES}_e \dots\dots\dots$ (V.42)
 $\Delta X_1 = 564,98 + 684,4$ $\Delta X_1 = 1249,38 \text{ kg/j}$
- 🔮 Boues issues du clarificateur : $\Delta X_2 = 248,2 \text{ kg/j}$ (Représente les boues en excès)
- 🔮 Concentration moyenne des boues issues du clarificateur : **S2 = 10 à 20 g/l**
- 🔮 Concentration moyenne des boues issues du décanteur primaire : **S1 = 20 à 30 g/l**

a. Débit journalier des boues entrant dans l'épaississeur

- Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = \Delta X_1 / S1 \quad \text{Avec } S1=25\text{g/l} \quad \text{Donc } Q_1 = 49,98 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le débit des boues arrivant du clarificateur

$$Q_2 = \Delta X_2 / S2 \quad \text{Avec } S2=15\text{g/l} \quad \text{Donc } Q_2 = 16,55 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$- \quad Q_t = Q_1 + Q_2 \quad \quad \quad Q_t = 66,53 \text{ m}^3/\text{j}$$

b. Calcul du volume de l'épaississeur

Avec $V_E = Q_t * t_s$

t_s : temps de séjour compris entre 2 à 10 jours, on prend $t_s = 6$ jours d'où

$$V_E = Q_t * t_s = 66,53 * 6 \quad \Rightarrow V_E = 400 \text{ m}^3$$

Enfin le diamètre de l'épaississeur est exprimé par la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.h}}$$

Avec

- ☞ D : diamètre du l'épaississeur (m) ;
- ☞ V : volume du décanteur (m³) ;
- ☞ h : hauteur du décanteur tel que h= (3-5) m, on prend **h=4 m** ;

Donc : $D = 12,3 \text{ m}$

On prend **D = 12,5 m**

V.6.2. Digesteur

Dans le but de diminuer le volume des boues et d'augmenter leur qualités, elles passent par le digesteur.

Après l'opération d'épaississement, les boues atteindront une concentration de l'ordre de 80 à 100 g/l, on prend 90 g /l, ce qui donne un débit de boues à la sortie de l'épaississeur Q_{be} de l'ordre de :

$$Q_{be} = \Delta X_T / 90 \dots\dots\dots(V.43)$$

$$\Delta X_T = 1497,58 \text{ kg/j} \quad \Rightarrow \quad Q_{be} = 16,64 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Le temps de séjour du digesteur**

$$T_s = 175 * 10^{(-0,03.t)} \dots\dots\dots(V.44) \text{ (source : MFE SAIDJ Aghiles)}$$

☞ $t = 35^\circ\text{C}$ (La température moyenne des boues dans le digesteur)

Donc : **Ts = 15,6 jours**

➤ **Le volume du digesteur**

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 16,64 * 15,6 = 259,58 \text{ m}^3 \quad \quad \quad V_d = 260 \text{ m}^3$$

➤ **La surface horizontale**

La forme du digesteur est circulaire : $S_h = V_d / H$ on prend $H = 4\text{m}$ et on aura : **S_h = 65 m²**

➤ **Le diamètre du digesteur**

$S = \Pi d^2/4$ d'où on tire **D = 9,1 m**

V.6.3. 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 (l) 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.

Nous avons choisi les dimensions suivantes : L=20m ; l=8m ; h=0,4m

- **Le volume de boues épandues sur chaque lit**

$V = b * L * H$ **V = 64m³**

- **Nombre de lits nécessaires à chaque épandage**

$N > v_1 / v = 16,64 / 64 = 0.26$ on prend **n=1**

- **Volume des boues épandues par lit et par an**

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an
 $V_2 = 12 * V = 12 * 64 = 768m^3$ **V₂ = 768m³**

- **Volume des boues à sécher par an**

$V_{ba} = v_1 * 365 = 16,64 * 365 = 6073,6 m^3$ **V_{ba} = 6073,6 m³**

- **Nombre de lits nécessaire**

$N > v_{ba} / v_2 = 6073,6 / 768 = 8$ lits **N = 8 lits**

- **Surface nécessaire**

$S = S_0 * N$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L * l = 20 * 8 = 160m^2$

$S = 8 * 160 = 1280 m^2$. **S = 1280 m².**

 **Horizon 2045(extension)**

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, digesteur et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.13 : Dimensionnement des ouvrages de traitement de boues

Désignations	unité	2030	2045
Dimensionnement de l'épaississeur			
• Boues issues du décanteur primaire	kg/j	1249,38	507,8
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	248,2	100,6

• la quantité totale journalière des boues	Kg/j	1497,58	608,4
• Le débit total	m ³ /j	66,53	27
• Débit des boues épaissies	m ³ /j	16,64	6,76
• Hauteur	m	4	4
• Surface horizontal	m ²	100	40,5
• Volume	m ³	400	162
• Diamètre	m	12,5	7
Digesteur			
• Hauteur	m	4	4
• Volume	m ³	260	105,456
• Diamètre	m ²	9,1	5,8
Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
• Volume des boues à sécher par an	m ³	6073,6	2467,4
• Nombre de lits nécessaire	-	8	4
• Surface nécessaire :	m ²	1280	640

Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu dimensionner les différents ouvrages pour les deux variantes de traitement à savoir faible et moyenne charge et pour les deux horizons (2030-2045). Le choix de la variante la plus adéquate pour notre agglomération s'est orientée vers la variante à moyenne charge, et ce en raison de la qualité de l'effluent ainsi que la taille des ouvrages qui pourront être accueillis par le terrain choisi à cet effet. Cela dit une étude économique permettrait un choix plus clair. On note aussi la quantité énorme des boues en excès pour le cas de la variante à faible charge.

Chapitre VI

Les Calculs Hydrauliques

Introduction

Une fois les différents ouvrages constituant la station d'épuration dimensionnés, il est nécessaire de procéder au dimensionnement des conduites reliant ces derniers.

Un bon fonctionnement hydraulique de la station d'épuration nécessite aussi la détermination des côtes du radier et des côtes piézométriques des différents ouvrages la constituant.

VI.1. Déversoir d'orages

Un déversoir d'orages est un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement.

Il rejette directement une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur qu'on appelle réglementairement « débit de référence ».

Les déversoirs d'orages sont généralement installés sur les réseaux unitaires comme notre cas, dans le but de limiter les apports au réseau aval afin de protéger les populations urbaines des inondations et la station d'épuration d'une surcharge hydraulique en cas de pluie.

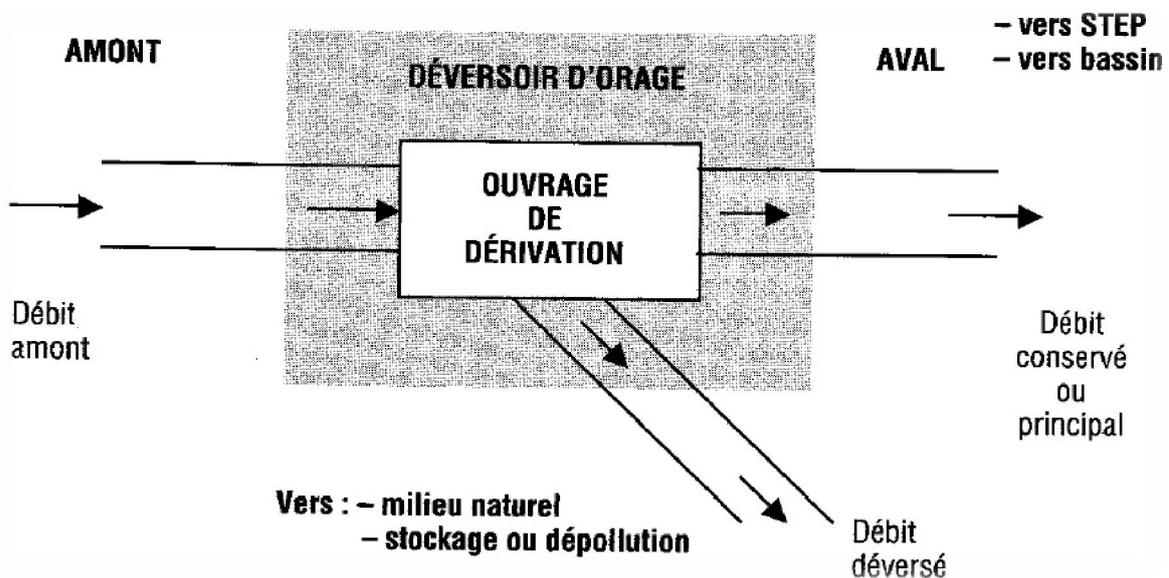


Figure VI.1 : schéma d'un déversoir d'orage

Calcul du déversoir d'orage

Le débit d'eau pluvial a été estimé par la DHW de la wilaya de Tipaza à $1,12 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le débit de la station d'épuration en temps de pluie est de $0,545 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc, le débit véhiculé par la conduite à l'amont du déversoir d'orage est :

$$Q = Q_{\text{ptp}} + Q_{\text{pluvial}} \quad Q = 1,665 \text{ m}^3/\text{s}$$

a. A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre de l'intercepteur qui véhiculera le débit d'eau total :

$$Q_v = 1,665 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0,6 \text{ \%}$$

D'après l'abaque de Bazin (Annexes 01 et 02)

- ✓ $D_e = 1200 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir).
- ✓ $Q_{\text{ps}} = 2,1 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

✓ $r_Q = Q_v / Q_{ps} = 0.79$ (rapport des débits).

✓ $r_H = H_e / D_e = 0.68 \Rightarrow H_e = 0.68 \cdot 1200 = 816$ mm (hauteur de remplissage).

b. A l'aval du déversoir (vers la station)

✓ $Q_{ptp} = 0,545$ m³/s

✓ $I = 0,6$ %

❖ D'après l'abaque de Bazin (Annexes 01 et 02)

✓ $D_s = 800$ mm.

✓ $Q_{ps} = 0.7$ m³/s.

Avec les paramètres hydrauliques :

✓ $r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 0.78$ (rapport des débits).

✓ $r_H = H_s / D_s = 0.68 \Rightarrow H_s = 0.68 \cdot 800 = 544$ mm (hauteur de remplissage)

c. Le débit déversé vers le milieu exutoire (Qd)

$$Q_{dev} = Q_v - Q_{ptp} = 1,12 - 0,545 = 0,575 \text{ m}^3/\text{s} \quad \mathbf{Q_{dev} = 0,575 \text{ m}^3/\text{s}}$$

d. Dimensionnement du déversoir d'orage

✓ La hauteur d'entrée $H_e = 816$ mm

✓ La hauteur de sortie $H_s = 544$ mm

☞ La lame d'eau déversée est donnée par :

$$H_d = H_e - H_s$$

$$H_d = 960 - 688 = 272 \text{ mm}$$

La largeur du seuil déversant est donnée pour un déversoir latéral par la formule suivante :

$$b = 3Q_d / 2 \text{ m} \cdot (2g)^{1/2} \cdot H_d^{3/2}$$

Avec :

☞ m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,6$

☞ g : L'accélération de la pesanteur m²/s.

$$\text{☞ } H_d = (H_e - H_s) / 2$$

$$b = 3 \cdot 0,575 / 2 \cdot 0,6 \cdot (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot 0,136^{3/2} = 6,5 \text{ m}$$

$$\mathbf{b = 6,5 \text{ m}}$$

VI.2. Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose une pente de 1,5%

$$Q_{dev} = 0,575 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

$$D_{dev} = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2,19 \text{ m/s}$$

Donc $r_Q = 0,52$ abaque de Bazin (02) on aura :

$$r_h = 0,5$$

$$R_v = 1,13$$

VI.3. Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau VI.1.

Tableau VI.1: Cotes moyennes du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	54
Dessableur-deshuilleur	53,8
Décanteur primaire	52,6
Bassin d'aération	51,7
Décanteur secondaire	51,2
Bassin de désinfection	50,4

VI.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau car il présente de bonnes caractéristiques du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \quad \dots\dots\dots (VII.1)$$

Avec :

- ☞ K : coefficient de perte de charge
- ☞ Q : débit en m³/s ;(Q=0,545m³/s)
- ☞ L : longueur de la conduite
- ☞ D : diamètre de la conduite
- ☞ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- ☞ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite
- ☞ C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A
- ☞ C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B

Tableau VI.2: Les valeurs de K, m et β.

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour le PEHD, on a :

- ☞ K=0,001052
- ☞ m=4,774
- ☞ β=1,77

A. Diamètre

D'après la formule (VII.1) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \dots\dots\dots (VII.2)$$

B. Longueurs des conduites

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{\text{éq}} = 1,15 \cdot L_{\text{réelle}} \dots\dots\dots (VII.3)$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	4,3
Déssableur-déshuileur - Décanteur I	23
Décanteur I - Bassin d'aération	18
Bassin d'aération - Décanteur II	23
Décanteur II - Bassin de désinfection	35

VI.3.2. Calculs des cotes piézométriques des 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.

On résume les calculs dans le tableau (VI.4) :

Tableau VI.4 : Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages et détermination des cotes piézométriques de ces derniers

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)
Dégrilleur	54	56	0,6	56,6	4,3	0,2	400
Dégraisseur-déssableur	53,8	53,4	1	54,4			
Decanteur I	52,6	49,7	4,5	54,2	23	0,2	500
Bassin d'aération	51,7	50,5	3	53,5	18	0,7	400
Clarificateur	51,2	48	4	52	23	1,5	400
Bassin de désinfection	50,4	48	3	51	35	1	400

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les différents diamètres des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration ainsi que les côtes piézométriques et les côtes radier afin d'assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

Chapitre VII

Gestion et Exploitation De la STEP

Introduction

Après dimensionnement de la station d’épuration, elle doit être suivie et entretenue pour assurer son bon fonctionnement. Ce dernier est indissociable d’une exploitation attentive du réseau ainsi que la gestion des boues qui est un élément fondamental.

On note aussi la nécessité de prélever des échantillons dans les eaux rejetées par la station d’épuration et contrôler qu’elles respectent bien l’autorisation de rejet.

VII.1. Paramètres à mesurer et à contrôler dans la station

VII.1.1. Mesure de la turbidité

Avec un disque de Secchi, ce test permet d’apprécier la limpidité de l’effluent traité.

On plonge dans le clarificateur, un disque de Secchi et on note la profondeur (h) à laquelle il devient invisible.

Disque de Secchi : disque blanc de 30 cm de diamètre fixé en son centre à un manche, d’une longueur d’environ 1m80 et gradué de 10 en 10 cm.

En règle générale :

- ❖ une limpidité supérieure à 60 cm témoignera d’une bonne qualité de l’eau épurée (Matières en suspension inférieures à 20 mg/l)
- ❖ une limpidité inférieure à 30 cm indiquera une qualité moyenne, voire médiocre du rejet.

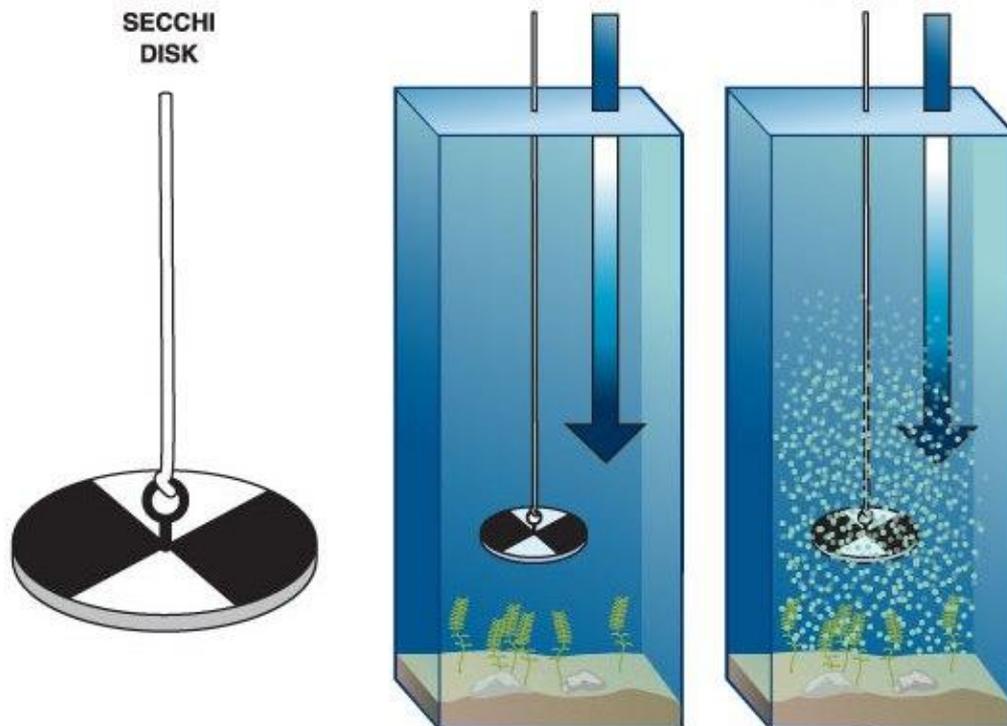


Figure VII-1 : Le disque de Secchi. (Source : www.howtomakeeverything.com)

VII.1.2. La mesure des débits :

Pour les stations équipées d'un débitmètre enregistrant les débits journaliers, il est demandé de noter les débits journaliers dans la colonne « volume ». Le volume total du mois est calculé en faisant la différence entre les index du dernier et premier jour du mois.

Pour les stations équipées d'un poste de relèvement, le volume est estimé par le relevé hebdomadaire des compteurs horaires et le débit des pompes. Un étalonnage régulier des pompes est nécessaire.

VII.1.3. Mesure de la teneur en oxygène dissous

La mesure de la teneur en oxygène dissous est réalisée à l'aide d'une sonde paralographique (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.

VII.1.4. 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.

VII.1.5. 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.

VII.2.Suivi et entretien des ouvrages

VII.2.1. Le dégrilleur

Un défaut d'entretien ou une panne prolongée (équipement auto) entraîne une mise en charge des collecteurs :

- ☠ Risque de colmatage du réseau.
- ☠ Rétention de dépôts en fermentation pouvant occasionner des perturbations de fonctionnement de la station.
- ☠ Risques d'odeurs (H₂S).

Suivi :

- Contrôle visuel journalier des équipements électromécaniques.
- Inspection journalière de la quantité de déchets retenus.

Entretien :

- Nettoyage journalier de la grille manuelle (la fréquence pourra être réduite suivant l'importance des déchets retenus).
- Mise en stockage en conteneur à ordures ou bac approprié après égouttage préalable.
- L'égouttage pourra se réaliser également avant stockage dans un panier ou par un fonctionnement sur cycles courts dans le cas d'un équipement automatique à grille droite.

VII.2.2. Dessableur-déshuileur**VII.2.2.1 Dessableur****Suivi :**

- Longitudinal : contrôle de la quantité des sables piégés.
- Systèmes automatisés (tangential ou couplé avec un dégraisseur) : inspection journalière des équipements électromécaniques.

Entretien :

- Extraction des sables 1 à 2 fois par semaine et stockage sur une aire d'égouttage.
- Pour les systèmes d'extraction par surpresseur d'air, l'extraction se déroulera en 3 temps.

1. admission d'air, vanne d'extraction fermée durant 30 s à 1 mn pour séparation sables matières organiques.

2. arrêt d'air durant 3 à 5 mn pour redécantation des sables.

3. admission d'air, vanne d'extraction ouverte pour l'évacuation des sables.

VII.2.2.2 Déshuileur**Suivi :**

- Pour les ouvrages mécanisés : contrôle des équipements (bullage - raclage).
- Vérification de la mise en trémie des graisses (colmatage).

Entretien :

- Ecumage journalier des ouvrages non mécanisés et stockage en fosse (la fréquence pourra être adaptée suivant l'importance des écumes).
- Vidange régulière de la fosse de stockage des écumes (ne pas attendre la surcharge de celle-ci : risques d'odeurs, de retours d'eau sousnageante chargée en graisses).
- Pour les ouvrages statiques, dont les formes de pente sont insuffisantes, une remise en suspension 1 à 2 fois par semaine des dépôts organiques sera nécessaire.

VII.2.3. Bassin d'aération

- Chaque jour, contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnant convenablement.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement tel que le débit et l'oxygène.
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, indice de «MOHLMAN» et la concentration des boues dans le bassin.

VII.2.4. Clarificateur

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur.
- Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompages des écumes.
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES),
- vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

VII.2.5. Désinfection des eaux épurées

- Maintenir le poste en état de propreté.
- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration,
- Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.

VII.2.6. Epaisseur

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2 m.
- Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseur.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VII.2.7. Lits de séchage

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchage (les lits seront refaits complètement car les drains seront colmatés ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

VII.3. Dispositifs facilitant l'exploitation

Une bonne exploitation de la station, respectant les prescriptions, passe par un certain nombre de dispositions qui sont :

- ✓ Installer des barres de guidage et des potences équipées de treuil ou palans pour remonter les équipements souvent lourds installés dans le poste.
- ✓ Eviter les pièces métalliques non protégées contre la corrosion (boulons,...).
- ✓ Prescriptions pour éviter les accidents.
- ✓ Prévoir des appareillages de maintenance, nettoyage et contrôle .

- ✓ Une fiche technique par équipement, faisant apparaître ses caractéristiques, mais aussi les coordonnées du fabricant et des fournisseurs.
- ✓ Tout événement important doit être enregistré dans le rapport d'exploitation et mis à la disposition lors des contrôles.
- ✓ Un calendrier indiquant les dates et la fréquence des opérations à réaliser sur les principales pièces électromécaniques (moteur. ...).

Conclusion

La gestion et l'exploitation d'une station d'épuration n'est pas chose facile et reposent essentiellement sur l'entretien des différents ouvrages, la propreté de la station en nettoyant régulièrement cette dernière permettant ainsi d'assurer sa pérennité, et donc le bon fonctionnement de la station d'épuration.

Conclusion générale

Il ressort de cette étude que la région de Sidi Rached présente un climat de type méditerranéen avec des étés très chauds et des hivers très froids. Les pentes de la région sont douces ce qui favorise l'urbanisation des lieux.

Au terme de ce travail on peut conclure que l'installation d'une station d'épuration pour la région de Sidi Rached est une nécessité en vue de protéger la plaine de METIDJA en premier lieu, puis le littoral Algérien en général de la pollution engendrée par les rejets d'eaux usées de Sud Est de la wilaya de Tipaza.

La région d'étude ne dispose pas d'unités industrielles importantes, l'analyse des eaux usées a montré le caractère urbain et biodégradable de l'effluent de Sidi Rached qui est de ce fait apte à être traité biologiquement.

Pour notre projet, le choix du procédé d'épuration a porté sur les boues activées, car il reste actuellement le plus utilisé, il nécessite des surfaces plus réduites et assure une meilleure qualité de l'effluent rejeté avec de bons rendements épuratoires.

Quant au choix de la variante, il s'est arrêté sur la variante à moyenne charge, et cela en raison de la qualité de l'effluent ainsi que la taille des ouvrages de traitement de point de vue économique, on note aussi la quantité des boues en excès qui est énorme pour le cas de la variante à faible charge. Les agriculteurs de la région pourront bénéficier de ce fait des eaux épurées ainsi que des boues d'épurations.

La gestion et l'exploitation d'une station d'épuration n'est pas chose facile et reposent essentiellement sur l'entretien des différents ouvrages, la propreté de la station en nettoyant régulièrement cette dernière permettant ainsi d'assurer sa pérennité, mais aussi sur la sécurité.

Références bibliographiques

- [1] **Rodier et Al, 2005**
- [2] **Satin M, Belmi S .1999**
- [3] **Baleh Kahina** Conception d'une station d'épuration pour la ville d'Azazga (Tizi-Ouzou), MFE, ENSH, promotion 2010-2011.
- **Saidj Aghiles** Conception d'une station d'épuration pour la ville de Draa El Mizane (Tizi-Ouzou), MFE, ENSH, promotion 2012-2013.
- **Hamiche Lydia** Conception d'une station d'épuration pour la ville de Beni Douala (Tizi-Ouzou), MFE, ENSH, promotion 2012-2013.
- **R. BOURRIER 1991.**
Les réseaux d'assainissement urbains, éditions OTH, Paris.
- **ABDELKADER GAÏD** Épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2, office de publication universitaire, Alger, 1984.260 p.

Références sitographiques

- www.hellopro.fr
- www.u-picardie.fr
- Www.ecoledeleau.eau-artois-picardie.fr
- www.ecolycee.e-monsite.com
- www.actibio.fr
- www.feralco.com
- www.france3-regions.francetvinfo.fr
- www.eau-claire.fr
- www.assainissement.comprendrechoisir.com
- www.eau.seine-et-marne.fr
- www.crdp.ac-amiens.fr
- www.ricom-web.com
- www.eau.public.lu
- www.onas.nat.tn
- www.champagnoleportehautjura.fr
- www.directindustry.fr
- www.degremont.fr
- www.aaees.org
- www.howtomakeeverything.com

ANNEXES

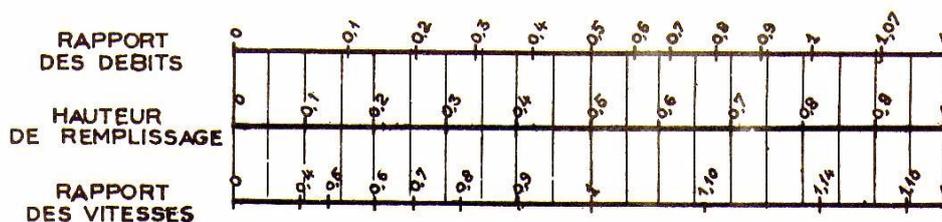
ANNEXE 1

ANNEXE X

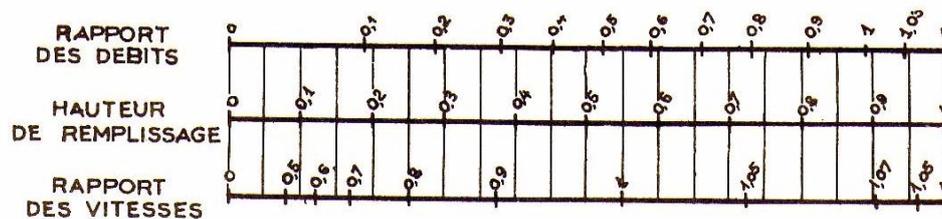
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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)

