



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

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : ASSAINISSEMENT

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION
D'EPURATION DE LA VILLE D'OUED FODDA
(W.CHLEF)**

Présenté par :

M^r : TEHARI Yasser

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

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

Septembre 2015

Dédicace

Je Dédie ce modeste travail :

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

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

À mon frères .: DJAWAD.

À mes sœurs : Wahiba et BOUTHAINA.

Et la petite enfant de ma sœur SIRINE.

À tous les membres de la famille : TEHARI

À mes meilleur amis Oussama, Brahim, Tarek, Mouhamed ,sifou, Mahfod ,Diae El hak, Amine, Belkacem, El Arebi, Adel.

À tous mes amis du primaire jusqu'au lycée.

À tous mes amis de l'ENSH sans exception.

YASSER

REMERCIEMENT

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

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

Je remercie également mon promoteur: Mr MERABTI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

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

YASSER

Sommaire

Présentation générale de la Commune d'OUED FODDA	2
--	---

Chapitre (I) : présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1.Situation géographique	2
I.2.Situation topographique	3
I.3.Situation géologique	3
I.4. Infrastructure routière	5
I.5.Implantation de la station	6
I.6. Caractéristiques climatologique	7
I-7 Etude démographique	10
I.8. Les données sur la station sanitaire.....	11
I.9. Activités socio-économiques	12
I.11 Caractéristiques Du Milieu Récepteur	13
I.12 Localisation Et Caractéristiques Du Site	14
Conclusion.....	14

Chapitre (II) : Calcul de base

Introduction	15
II.1. Evolution de l'accroissement de la population aux horizons du projet :	15
II.2. Equipements Existants :	16
II.3 Consommation actuelle en eaux potables :	17
II.4.Récapitulatif des besoins en eau à court, moyen et long terme	20
II.5.Caractéristique du réseau d'assainissement du groupement :	21
Conclusion.....	24

Chapitre (III) : Origine et composition des eaux usées

Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.1 Définition	Erreur ! Signet non défini.
III.2. nature et origine.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1. Les eaux usées domestiques	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2. Les eaux pluviales	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3. Les eaux usées industrielles	Erreur ! Signet non défini.

III.2.4. les effluents agricoles :	Erreur ! Signet non défini.
III -3.Définition de la pollution de l'eau	Erreur ! Signet non défini.
III -3-2.Conséquences de la pollution	Erreur ! Signet non défini.
III -3-2-1.les conséquences sanitaires.....	Erreur ! Signet non défini.
III -3-2-2.conséquences écologiques	Erreur ! Signet non défini.
III -3-2-3.conséquences esthétiques.....	Erreur ! Signet non défini.
III -3-2-4.conséquences industrielles.....	Erreur ! Signet non défini.
III -3-2-5.conséquences agricoles	Erreur ! Signet non défini.
III -3-3.Objectif de réalisation d'une STEP	Erreur ! Signet non défini.
III.4 Evaluation de la pollution	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1 Paramètres physiques	Erreur ! Signet non défini.
III.4.2 Paramètres chimiques.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.3 Paramètres biologiques	Erreur ! Signet non défini.
III.4.4 Métaux lourds :.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5. Résultats analytiques et interprétations	Erreur ! Signet non défini.
III.5.1 Prélèvement et échantillonnage.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.1.1 Les méthodes d'analyses utilisées.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.1.2 Les normes de rejet.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.2 Résultats et interprétations	Erreur ! Signet non défini.
III.5.2 .1 Résultats des analyses	Erreur ! Signet non défini.
III.5.2.2 Interprétation des résultats	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre (IV) : Les procédés d'épuration des eaux usées

Introduction	38
IV -1.Les différentes étapes du traitement des eaux usées.....	38
IV -2.Principaux procédés.....	39
IV -2-1.Procédés physiques	39
IV -2-2.Procédés physico-chimiques.....	39
IV -2-3.Procédés biologiques	39
IV -3.Epuration dans une station d'épuration des eaux usées urbaines	39
IV -3-1.Prétraitements	40
IV-3-2.Les traitements primaires.....	44
IV-3-3.Les traitements secondaires	45

IV -4.Comparaison entre les variantes d'épuration.....	51
IV -5. Traitement tertiaire	54
IV -5.1. Traitement de l'azote.....	54
IV -5.2. Traitement du phosphore	56
IV -6. Désinfection.....	57
IV -6.1. But de la désinfection.....	57
IV -6.2. procédé de désinfection.....	57
IV -7. Choix de la variante d'épuration.....	58
Conclusion :.....	59

Chapitre (V) : Procédé d'épuration par boues activées

Introduction	60
V-1. Composants d'une unité biologique.....	60
V-1-1. Bassin d'aération :.....	61
V-1-2. Clarificateur :	61
V-2. Paramètres de fonctionnement en boues activées:	62
V-3. Les variantes du procédé par boues activées.....	65
V-4.Facteur influant l'épuration par boues activée	66
V-5.Besoins en nutriments	66
V-6.Consommation en oxygène	67
V-7.principe d'épuration par boue activée	67
V.8.Evaluation de la DBO et de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération	68
IV-9.Systèmes d'aération	69
Conclusion.....	70

Chapitre (VI) : Traitement des boues

Introduction	71
VI-1.Origine et caractéristiques des boues.....	71
VI-2.Caractéristiques d'une boue	72
VI-3. Traitement des boues	73
VI-3-1. Les objectifs du traitement des boues :.....	73
VI-3-2. Filières de traitement de boues :	73
VI-4. Destination finale des boues	75
VI-4-1.Principale filières	75
VI-4-2. Filières facultatives	77

Conclusion.....	78
-----------------	----

Chapitre (VII) : Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction :	79
VII-1.Rappel des données fondamentales	79
VII-2.Capacité hydraulique de la station.....	79
VII-3.Calculs de base pour le dimensionnement.....	79
VII-4. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration.....	85
VII-4-1. Prétraitements	85
VII-4-1-2. Déssableur-déshuileur.....	89
• Variante à moyenne charge :	92
VII-4-2. Traitement primaire :	92
VII-4-2-1. Dimensionnement de décanteur primaire :	92
VII-4-3. Les traitements secondaires (Traitement biologique) :	94
VII-4-3-1. Dimensionnement du bassin d'aération :	95
VII-4-3-2. Qualité de l'effluent.....	95
VII-4-3-7. Dimensionnement du clarificateur :	101
VII-4-4. Traitement tertiaire (désinfection):.....	103
VII-4-5.Traitement des boues.....	105
VII.5.Variante à faible charge en bassin unique :	110
VII.5.1.Dimensionnement du bassin d'aération :	110
VII.5. 3.La désinfection :	120
VII.5.4.Traitement des boues :	Erreur ! Signet non défini.
VII.6.Etude économique de la station d'épuration.....	122
VII.6.1.coût d'investissement :	122
VII.6.2. Coût de fonctionnement :	124
Conclusion.....	125

Chapitre (VIII) : Calcul hydraulique

Introduction	126
VIII.1.Déversoir d'orage	126
VIII.1.1.Type de déversoir d'orage	126
VIII.1.2.Description de la variante retenue	126
VIII.1.3.Dimensionnement du déversoir d'orage.....	127
VIII.2.Profil hydraulique	130

VIII.2.1.Côtes du terrain naturel des ouvrages :	130
VIII.2.2.Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration	130
Conclusion.....	134

Chapitre (IX) : Gestion et exploitation de la station

Introduction	134
IX.1. Aménagements spéciaux	134
IX.2.Missions	134
IX.2.1.Exploitation	134
IX.2.2.Maintenance	135
IX.2.3.Laboratoire	135
IX.3.Moyens matériels	135
IX.4.Organigramme.....	136
IX.5.Organigramme des moyens humains	137
IX.6. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station.....	137
IX-6-1. Mesure du débit d'eau traitée et enregistrement	138
IX-6-2. Chaîne de régulation de l'oxygène dissous et enregistrement	138
IX-6-3. Comptage des boues épaissies	138
IX.7. Contrôle de fonctionnement.....	138
IX.8.Entretien des ouvrages	139
IX.9.Hygiène et sécurité de travail.....	141

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Moyennes mensuelles et annuelle des Températures	7
Tableau I-2: Moyennes mensuelles et annuelle des Précipitations	7
Tableau I-3 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'Ensoleillement.	7
Tableau I-4 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'Evaporation . Erreur ! Signet non défini.	
Tableau I-5 : Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents m/s.	8
Tableau I-6 : Indice d'aridité..... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau I-7 : Le quotient pluviométrique.	10
Tableau I-8 : Répartition de la population du groupement.	11
Tableau I-9 : Répartition générale des terres agricoles.	12
Tableau I-10 : Occupation des sols par les différentes productions de la commune.	12
Tableau I-11 : les surfaces forestières de la commune.....	13
Tableau II-1 : Evolution de la population future du groupement... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-2 : les différents équipements d'oued fodda..... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-3 : Ressource en eau d'OUED FODDA..... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-4 : Ouvrages de stockage d'eau potable d'OUED FODDA. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-5 : Caractéristiques du réseau d'alimentation en eau potable des villes d'EL KARIMIA et HARCHOUN..... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-6 : Besoins en eau de la population. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-7: Récapitulatif des besoins actuels en eau..... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-8 : Besoins en eau de la population. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-9 : Récapitulatif des besoins actuels en eau..... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-10 : Besoins en eau de la population. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-11 : Récapitulatif des besoins actuels en eau. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-12 : Récapitulatif des besoins en eau de la ville d'OUED FODDA et l'agglomération secondaire ZBABDJA.	20
Tableau II-13 : Récapitulatif des besoins en eau de l'agglomération d'EL KARIMIA. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-14 : Récapitulatif des besoins en eau de l'agglomération de HARCHOUN. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II-15 : Caractéristique du réseau d'assainissement de la ville d'OUED FODDA.	21

Tableau II-16 : Caractéristique du réseau d’assainissement des villes d’EL KARIMIA et HARCHOUN.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II-17 : Récapitulatif des débits des eaux usées du chef lieu OUED FODDA et l’agglomération secondaire ZBABDJA.	22
Tableau II-18 : Récapitulatif des débits des eaux usées de l’agglomération d’EL KARIMIA.	22
Tableau II-19 : Récapitulatif des débits des eaux usées de l’agglomération de HARCHOUN.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II-20 : Récapitulatif des débits des eaux usées.	23
Tableau II-21 : Capacité en EH d’OUED FODDA et l’agglomération secondaire ZBABDJA.	23
Tableau II-22 : Capacité en EH d’EL KARIMIA.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II-23 : Capacité en EH de HARCHOUN.	24
Tableau II-24 : Récapitulatif de la capacité en EH de la STEP.	24
Tableau III-1 : Caractéristiques de l’eau en fonction de rapport DCODB05. ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-2 : Méthodes utilisées pour l’analyse des paramètres de pollution.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-3 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-4: Les résultats d’analyses pour la Commune d’OUED FODDA..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-5 : Les résultats d’analyses pour la Commune d’EL KARIMIA. ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-6: Les résultats d’analyses pour la Commune d’E de HARCHOUN.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-7 : Les résultats d’analyses pour des rejets des eaux usées du groupement (OUED FODDA et l’agglomération ZBABDJA, EL KARIMIA et HARCHOUN).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-8: Caractéristiques de l’eau en fonction de rapport DCO/DB05. ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.1 : Avantages et inconvénients des grilles.	42
Tableau IV.2: Avantages et inconvénients de la procède d’épuration par lagunage	52
Tableau IV.3: Avantages et inconvénients de la procède d’épuration par l’épandage.	53
Tableau IV.4: Avantages et inconvénients de la procède d’épuration par Les lits bactériens.	53
Tableau IV.5: Avantages et inconvénients de la procède d’épuration par Le disque biologique.	53

Tableau IV.6: Avantages et inconvénients des différents procédés :.....	54
Tableau V.1 : classement des procédés par boues activées.....	64
Tableau V.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés.	65
Tableau V.3:Concentrations d'ions métalliques qui réduisent l'efficacité du traitement biologique par boues activées.....	66
Tableau VI.1 : Pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues	73
Tableau VII-1.consomption en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.	80
Tableau VII-2 : Estimation des débits des eaux usées domestiques.	81
Tableau VII-3 : Récapitulatif des données de la station d'épuration	84
Tableau VII-4 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	85
Tableau VII-5. Valeur de α en fonction de la forme de section.	87
Tableau VII-6 : Récapitulatif de dimensionnement de dégrilleur.....	88
Tableau VII-7 : Récapitulatif de dimensionnement du déssableur -déshuileur	91
Tableau VII.8 : Valeur de $V_{lim} = f(K)$. (GAÏD, 1984)	92
Tableau VII-9: Récapitulatif de dimensionnement de décanteur primaire.	94
Tableau VII-10 : Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire.....	102
Tableau VII-11 : Suite de tableau Récapitulatif de dimensionnement de traitement secondaire.	103
Tableau VII-12: résultats de calcul du bassin de désinfection.	104
Tableau VII-13 : Récapitulatif de traitement des boues.....	109
Tableau VII-14: Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire.	119
Tableau VII-15 : Suite de récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire.	120
Tableau VII-16: Récapitulatif traitement des boues.	122
Tableau VII-17: Cout de terrassement	123
Tableau VII.18 : Cout de béton armé.....	124
Tableau VIII -1 : détermination du débit de point pour chaque agglomération.....	127
Tableau VIII -2 : détermination de débit déversé.	127
Tableau VIII -3 : les paramètres hydrauliques entrant dans dimensionnement de déversoir d'orage.....	129
Tableau VIII -4 : les paramètres hydrauliques entrant dans dimensionnement de déversoir d'orage.....	129
Tableau VIII -5 : les dimensionnement de déversoir d'orage.....	129
Tableau VIII -6 : Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station	130

Tableau VIII -7 : Les diamètres normalisés	131
Tableau VIII -8 : Les valeurs de K, m et	131
Tableau VIII -9 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Step :	131
Tableau VIII -10 : Côtes piézométrique des différents ouvrages de la station	134

Listes des figures

Figure I.1 : situation géographique de la ville d'OUED FODDA.	3
Figure I.2 : Carte géologique de la future station d'épuration.	4
Figure I.3 : carte de zonage sismique du territoire national.	5
Figure I.4 : réseau routière de la zone d'étude.	5
Figure I.5 : Carte de situation du site d'implantation de la future station d'épuration.	6
Figure I.6 : Diagramme Ombrothermique.	9
Figure I.7 : Climagramme pluviométrique d'EMBERGER.	10
Figure I.8 : Vue du milieu récepteur OUED FODDA.	13
Figure I.9 : Vue du rejet final de la ville d'OUED FODDA.	13
Figure I.10 : Vue du site d'implantation de la future STEP.	14
Figure III.1 : nature et origine du pollution.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.2 : l'ensemble des outilles utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution.	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.1 : Schéma général d'une station d'épuration.	38
Figure IV.2 : Chaîne de traitement d'une eau usée.	40
Figure IV.3 : la grille manuelle	41
Figure IV.4 : grille mécanique	41
Figure IV.5 : Dessableur rectangulaire de la SETP de la ville de CHLEF.	43
Figure VI.6 : Schéma type d'une filière de prétraitements.	44
Figure IV.7 : Décanteur circulaire avec raclage de boues.	45
Figure IV.8 : Essai de coagulation dans une usine de traitement.	46
Figure IV.9 : cycles biologiques d'une lagune.	48
Figure IV.10: Schéma de principe d'une installation d'assainissement autonome Avec tranchées d'épandage.	48
Figure VI .11 : Schémas type d'un lit bactérien.	50
Figure IV.12 : Schémas type d'un disque biologique.	50
Figure IV.13: Schéma du procédé de traitement par boues activées.	51
Figure V.1: schéma d'une station de traitement par boues activées	60
Figure V.2 Bassin d'aération.	61
Figure V.3 : décanteurs secondaires(Clarificateur).	62
Figure V.4 : développement d'une culture bactérienne	68

Figure V.5 : aérateur de surface	70
Figure V.6 : aérateur de fond.....	70
Figure VI.1 : La boue d'épuration.....	72
Figure VI.2: Epaissement statique gravitaire.....	74
Figure VI.3: Lits de séchage.	75
Figure VI.4 : Différentes étapes de traitement des boues avant épandage.....	76
Figure VI.5 : Epandage agricole	76
Figure VI.6 : Traitement et valorisation/élimination des boues de station d'épuration....	78
Figure VII.1 : Stabilisation des boues.	106
Figure VIII.1 : déversoir d'orage type latéral.....	126
Figure IX.1 : Les 3 fonctions principales de la gestion et la surveillance de la future station d'épuration.....	136
Figure IX.2: les personnels chargé de gérer la station Source.	137

Liste des planches

Planche N° 01 : Vue en plan de la station d'épuration de la ville DE OUED FODDA (W.CHLEF)

Planche N° 02 : Profil hydraulique de la station d'épuration de la ville de OUED FODDA (W.CHLEF)

Planche N° 03 : Ouvrages de la station d'épuration par boues activées de la ville d'OUED FODDA (W.CHLEF).

Introduction générale :

La question de l'environnement et la situation en matière d'effluents liquides urbains reste à nos jours problématiques, car l'épuration des effluents avant le rejet dans le milieu récepteur n'a pas été considérée sérieusement.

La qualité de l'eau est tout d'abord une question de protection de la santé publique, ce constat s'applique autant à l'eau servant à la consommation humaine qu'aux activités de contact direct avec l'eau.

Par ailleurs, la vie de l'être humain, de la flore et de la faune et le développement des sociétés ne peut être envisagée sans une eau de qualité et des écosystèmes aquatiques en santé.

En peu d'années, les problèmes de l'eau s'aggravent, le développement des activités humaines s'accompagne inévitablement d'une production croissante de rejets, les ressources en eau ne sont pas inépuisables et leurs dégradations, sous l'effet des rejets, peuvent non seulement détériorer gravement l'environnement mais aussi entraîner des risques de pénurie, d'où la nécessité de traiter ces eaux usées.

L'installation des systèmes d'épuration en aval des réseaux d'assainissement, constitue une solution non seulement capable de préserver nos ressources mais aussi nous offrir une eau apte à être réutilisée aussi bien dans l'agriculture que dans l'industrie.

Selon la nature et l'importance de la pollution, différents procédés peuvent être mis en œuvre pour l'épuration des eaux résiduaires en fonction des caractéristiques de celles-ci et du degré d'épuration souhaité.

Nous allons donc nous intéresser dans cette étude, à une technique d'épuration qui aura l'avantage d'être peu coûteuse, efficace et fiable.

Le cas que nous traitons dans cette étude est celui du rejet des eaux usées urbaines du groupement (OUED EL FODDA et l'agglomération secondaire ZBABDJA, EL KARIMIA et HARCHOUN), wilaya de CHLEF. Pour cela notre travail se déroulera comme suit :

- ✓ Chapitre (01) : présentation de la zone d'étude.
- ✓ Chapitre (02) : Calcul de Base.
- ✓ Chapitre (03) : Origine et composition des eaux usées.
- ✓ Chapitre (04) : Procédés d'épuration des eaux usées.
- ✓ Chapitre (05) : Procédé d'épuration par boues activées.
- ✓ Chapitre (06) : Traitement des boues.
- ✓ Chapitre (07) : Dimensionnement de la station.
- ✓ Chapitre (08) : Calcul hydraulique.
- ✓ Chapitre (09) : Gestion et exploitation de la station.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Présentation générale de la Commune d'OUED FODDA

Introduction

La conception du meilleur système d'épuration demande une bonne connaissance de toutes les caractéristiques de la ville et de son terrain, et ce, afin d'obtenir un bon dimensionnement de la station et donc de prévoir un bon rendement épuratoire.

L'évaluation des débits d'eau à traiter et l'analyse des eaux usées est une phase très importante dans la conception d'une usine de dépollution. Aussi, la connaissance de la vocation de la région d'étude (agricole ou industrielle) conditionne le choix du procédé de traitement, notamment le traitement tertiaire à envisager. Dans ce contexte, ce chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude sur le plan géographique, climatologique, démographique et hydraulique.

I.2.Situation géographique

La wilaya de Chlef est située dans la région Nord-Ouest de L'Algérie .Elle s'étend sur une superficie de 4791 Km² .D'après le dernier recensement .datant d'avril 2008, la Wilaya de Chlef occupe la huitième place au niveau national avec une population qui largement dépassé 1 100 000 habitants .Elle est d'un grand intérêt à la fois géographique, historique, économique et social.

A l'échelle de la région du nord centre du pays qui regroupe dix Wilayets (Béjaia, Bouira, Boumerdès, Alger, Tipaza, Ain-Defla et Chlef), les agglomérations de l'aire de l'étude et de la wilaya de Chlef et particulièrement le chef lieu de commune.

Bénéficiant de plusieurs infrastructure stratégiques telles que l'autoroute Est-Ouest, les routes nationales n° 4 et n°19, le chemin de fer etc....

La ville de OUED FODDA est située dans le territoire de la wilaya de Chlef à une vingtaine de kilomètre environs, elle s'étale sur une superficie totale de 10 500 hectares.

Elle est délimitée par :

- ❖ Au Nord par la commune d'OULED ABBES ;
- ❖ Au Sud par les communes de HARCHOUN et EK KARIMIYA ;
- ❖ A l'Est par la commune d'ATTAF (wilaya d'AIN DEFLA) ;
- ❖ A l'Ouest par la commune d'OUM DROUE ;

Le site proposé pour l'implantation de la future STEP se situe au Nord-Est de l'agglomération d'OUED FODDA à environ 1,7 km.

L'accès au site à partir de la RN4 est assuré par une piste située au Nord-Est de l'agglomération.

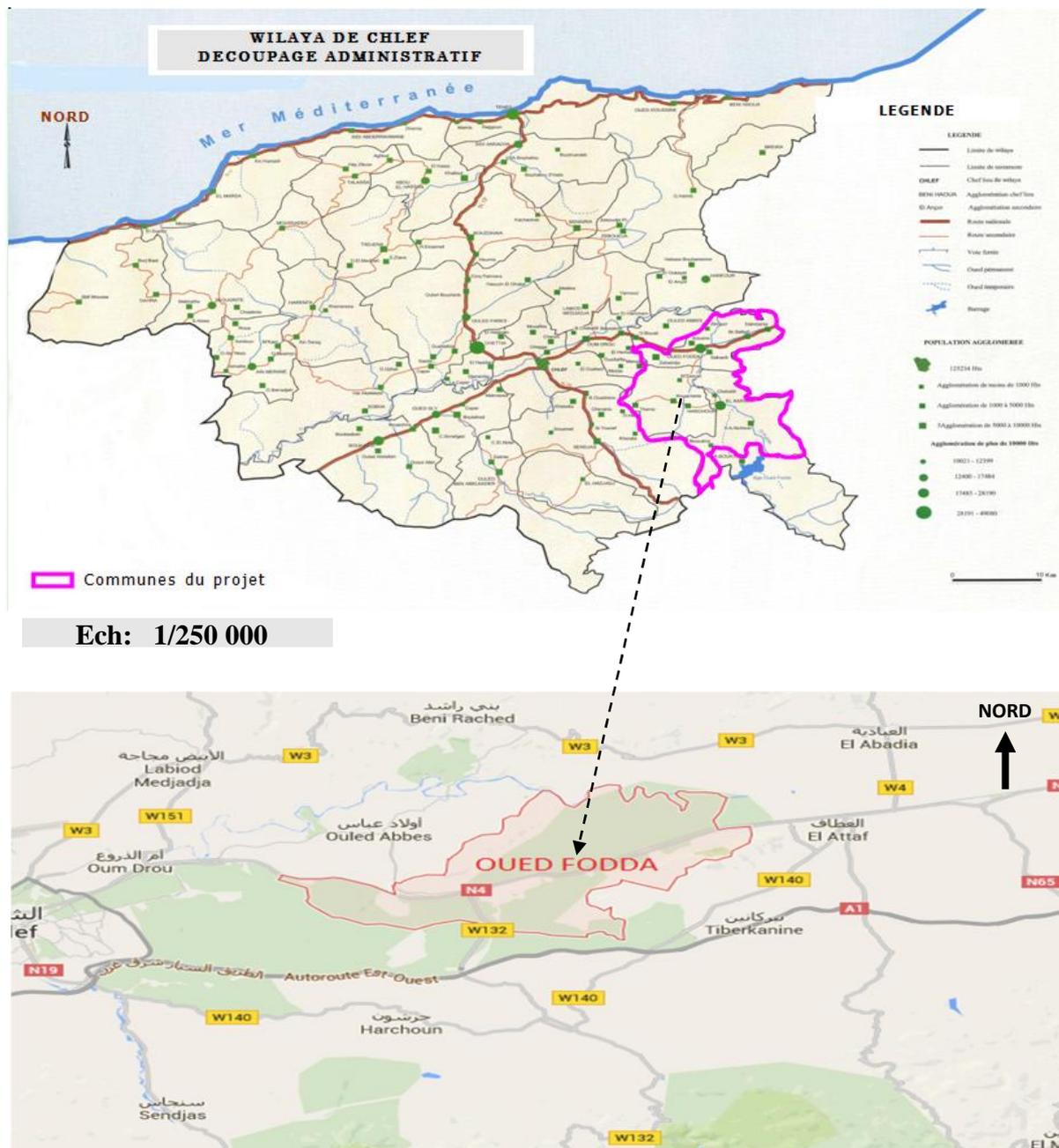


Figure I.1 : situation géographique de la ville d'OUED FODDA. (HPO, 2009)

I.2.Situation topographique

Un relief diversifié constitué par 4 régions naturelles s'orientant parallèlement au littoral, à savoir :

- Au nord, les hautes collines des monts du Dahra et du Zaccar ;
- Au sud, celles de l'Ouarsenis ;
- Au centre, les plains ;
- Enfin, la région côtière qui s'étend sur 130 Km, environ.

I.3.Situation géologiques

La géologie est une donnée fondamentale car elle permet de caractériser le substratum du site de l'assiette de la future station d'épuration.

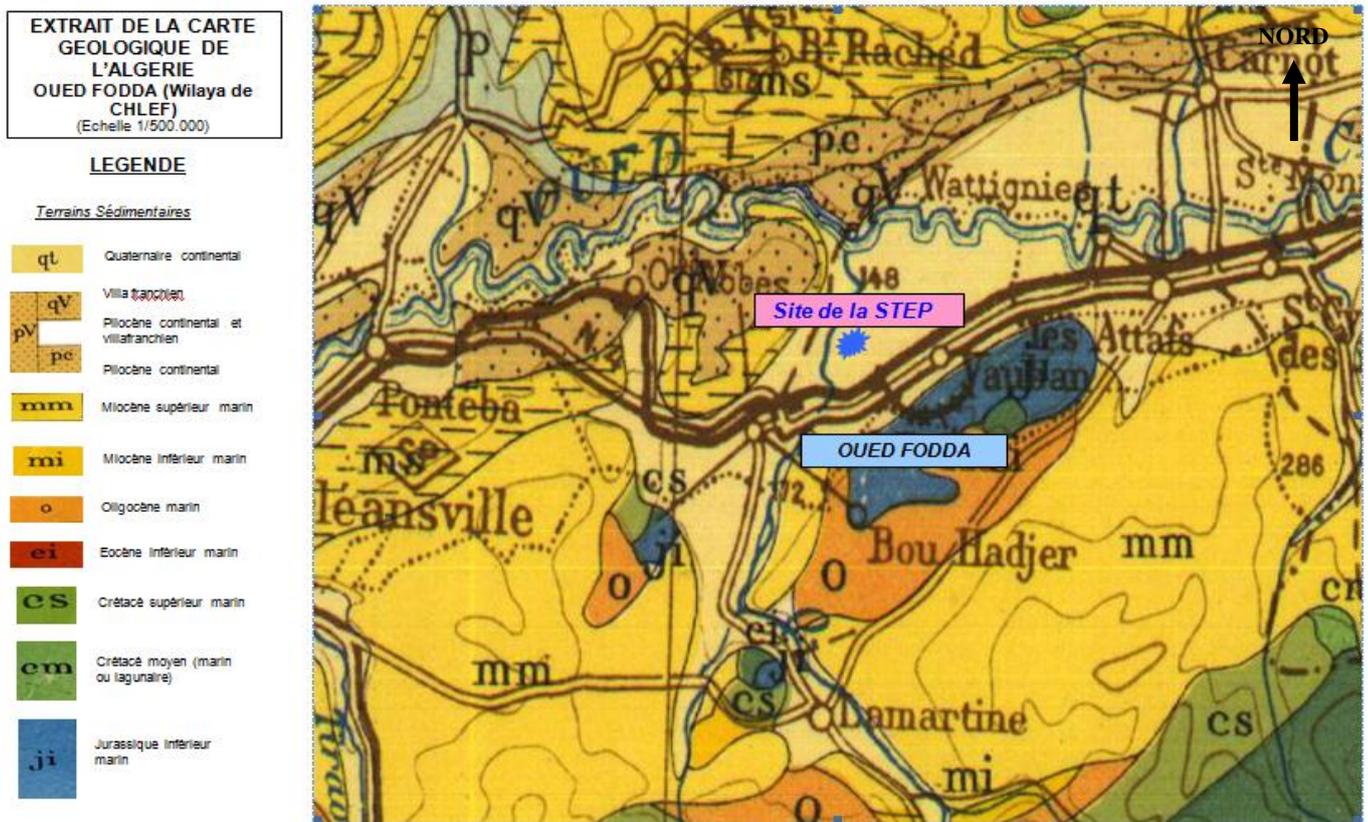


Figure I.2 : Carte géologique de la future station d'épuration.

I.3.2 Sismicité

Un Zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Le territoire national a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

D'après la carte de zonage sismique du territoire national ; (Voir Figure I.3)

- La commune d'OUED FODDA est incluse dans la **Zone sismique III** qui est de sismicité élevée.

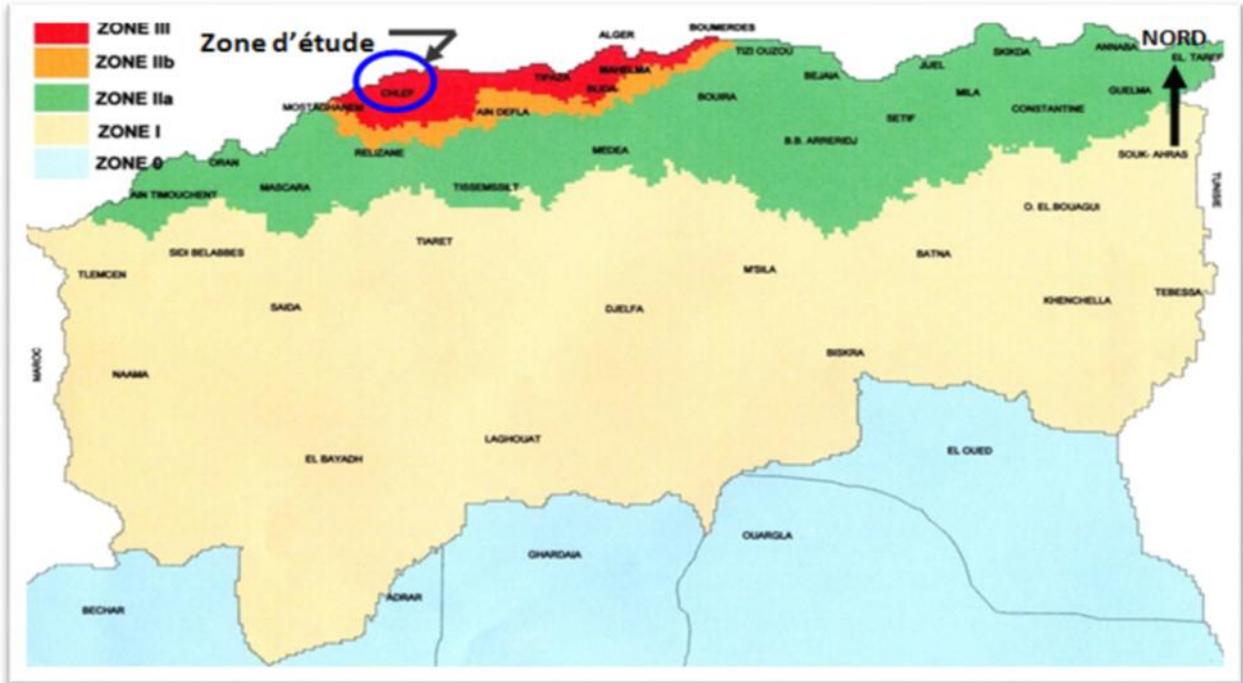


Figure I.3 : carte de zonage sismique du territoire national (Ech : 1/1 000 000).

Source : centre de recherche appliqué en génie parasismique(RPA99).

I.4. Infrastructure routière

Le réseau routier de la commune d'OUED FODDA est constitué essentiellement par la route nationale (RN 04) qui relie l'Ouest avec la commune de CHLEF et l'Est avec la commune d'EL ATTAF. Les autres voies de communication (CW 140 et CW 23) assurent à la commune de bonnes relations avec les communes limitrophes.



Figure I.4 : réseau routière de la zone d'étude (Ech : 1/100 000).

Source : institue national de la cartographie et télédétection.

I.5. Implantation de la station

La station d'épuration reste un outil fondamental pour la protection des milieux naturels. La valorisation de l'image de la station passe par un ensemble de dispositions qui sont à prendre en considération dès l'élaboration du projet en commençant par le choix de l'emplacement du site. A cet égard, quelques règles doivent être précisées :

- éviter les zones inondables entraînant parfois des dysfonctionnements pendant de longues périodes ; sinon veiller à mettre les équipements électriques hors d'eau,
- éviter de construire à proximité d'habitations, de zones d'activités diverses (sportives, touristiques, industrielles, ...). Dans la pratique, pour éviter tout contentieux avec le voisinage, on réserve une distance minimale de 200 m en tenant compte de la dominance des vents (si possible) ;
- S'éloigner le plus possible des zones de captage même si le périmètre de protection est respecté ;
- réaliser des études géotechniques (vérification de l'imperméabilité par exemple pour un lagunage). La portance du sol (tenue des ouvrages et des canalisations de liaison) et les qualités de sol conditionnent beaucoup le coût du génie civil ;
- prendre des précautions particulières lorsqu'un aquifère se situe à faible profondeur (Clapets en fond de bassins, ...) ;
- ne pas implanter les ouvrages dans les zones plantées d'arbres à feuilles caduques (lit bactérien, lagunage, bassin d'aération...) ;
- penser aux extensions ou aux aménagements futurs (disponibilité et réservations de terrains)

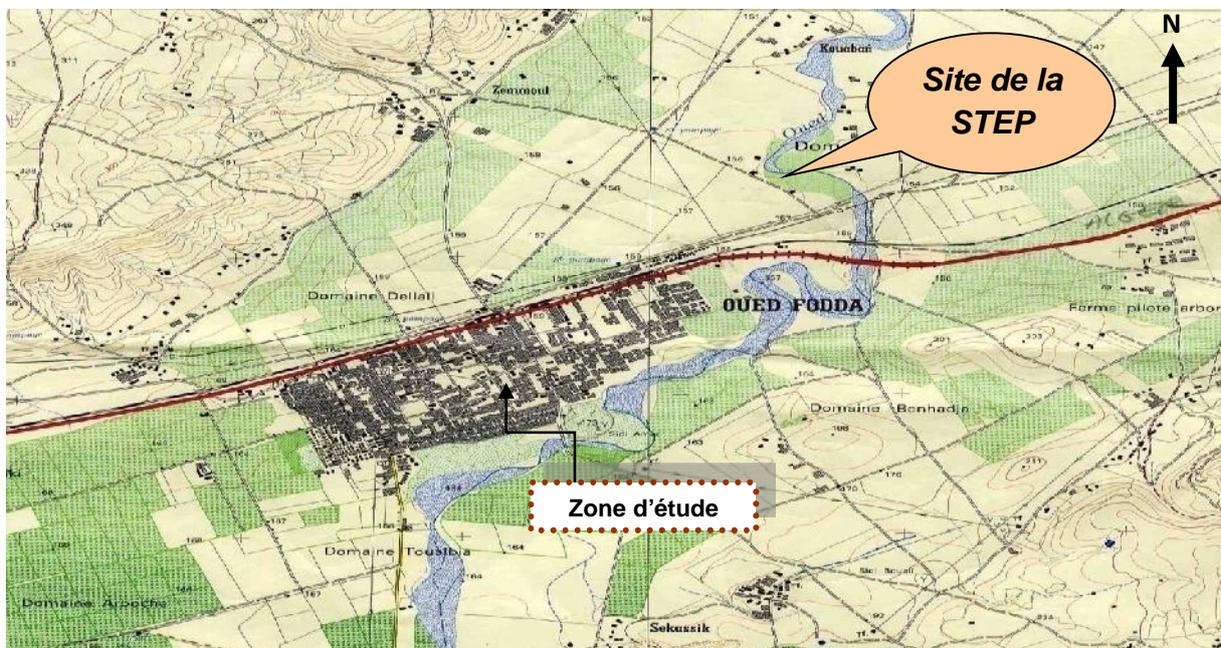


Figure I.5 : Carte de situation du site d'implantation de la future station d'épuration. (HPO, 2009)

Echelle : 1/25 000

I.6. Caractéristiques climatologique

L'aspect climatique est un facteur important à considérer pour un projet de station d'épuration, car il intervient dans le fonctionnement du procédé d'épuration d'une part et sur le choix du site d'autre part.

Comme la région d'OUED FODDA est dépourvue d'une station météorologique, l'analyse des paramètres climatiques est basée sur les données de la station la plus proche, celle de CHLEF présentant les mêmes caractéristiques de la région d'OUED FODDA.

Caractéristiques de la station de référence (CHLEF 011219) :

-Altitude : 443 mm

-Latitude : 36°13N

-Longitude : 01°20E

Les principaux paramètres météorologiques se présentent comme suit

I.6.1. La Température

Tableau I-1 : Moyennes mensuelles et annuelle des Températures Période : 1994-2011.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Tmax (°C)	15,20	16,60	21,12	23,98	28,32	35,75	38,28	37,27	32,82	29,17	19,90	17,87	15,20
Tmin (°C)	5,53	5,88	8,98	10,8	14,55	20,13	22,65	22,72	19,58	16,77	10,77	7,18	5,53
Tmoy (°C)	10,37	11,24	15,05	17,39	21,43	27,94	30,47	29,99	26,20	22,97	15,33	12,53	20,73

Source : ONM

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'Hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint le minimum de 10,37°C en Janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) et atteint le maximum de 30,47 °C en Juillet. La moyenne annuelle est de 20,73°C.

I.6.2. Les Précipitations

Tableau I-2: Moyennes mensuelles et annuelle des Précipitations période : 1994-2011.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Précipitations (mm)	41,01	51,49	23,86	26,34	37,40	5,2	0,97	3,56	8,87	27,94	55,86	62,26	346,04

Source : ONM

D'après ce tableau on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de Décembre (62,26 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Juillet (0,97 mm).

La pluviométrie moyenne annuelle pour cette station est de 346,04 mm.

I.6.3. L'Ensoleillement

Tableau I-3 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'Ensoleillement période : 1994-2011.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Ensoleillement (h/j)	17,92	18,95	22,81	25,11	28,61	27,7	33,35	31,9	27,12	23,07	17,8	15,58	179,29

Source : ONM

On peut remarquer que les valeurs les plus importantes sont enregistrées en période allant du mois de Mars au mois d'Octobre, la valeur la plus élevée est celle du mois de Juillet.

La commune d'OUED FODDA subit un climat de type méditerranéen, donc ensoleillée durant presque les 08 mois de l'année.

I.6.4. L'Evaporation

Tableau I-4 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'Evaporation période : 1994-2011.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M.A
Evaporation (mm)	51,3	60,86	91,3	109,9	175	248	302,6	273	192,6	148,7	142,3	55 ,3	1850,71

Source : ONM

Le tableau ci- dessus fait ressortir que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois de Juillet avec une valeur de 302,6 mm et un minimum au mois de Janvier avec une valeur de 51,3 mm.

La moyenne annuelle de l'évaporation est de 1850,71 mm.

I.6.5. Les Vents

Tableau I-5 : Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents m/s période : 1994-2011.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M.A
V(m/s)	2,56	2,50	2,58	2,66	2,98	3,05	2,88	2,88	2,87	2,75	2,78	2,50	2,56

Source : ONM

Les vitesses moyennes mensuelles des vents varient de 2,50 m/s à 3,05 m/s avec une moyenne annuelle de 2,56 m/s.

I.6.6. Synthèse climatique

Une exploitation complète des données climatiques doit être réalisée pour définir le climat exact de notre zone d'étude. Cela impose l'utilisation de quelques indices climatiques très classiques :

A travers les deux facteurs importants du climat, la température et la pluviométrie, trois paramètres peuvent être déterminés :

- L'Indice d'aridité.
- Le Diagramme Ombrothermique.
- Le Climagramme d'EMBERGER.

I.6.6.1. L'indice d'aridité de DEMARTON

Il est défini par la formule suivante :

$$I = 12 P / (T + 10)$$

Avec :

P : Pluviométrie moyenne mensuelle

T : Température moyenne mensuelle

I : Indice d'aridité

Tableau I-6 : Indice d'aridité

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
I (°C)	24,17	29,09	11,43	11,54	14,28	1,64	0,29	1,07	2,94	10,17	26,46	33,17

Le tableau ci-dessus met en évidence deux catégories :

- Une saison humide et longue s'étale du mois d'Octobre au mois de Mai dont l'indice d'aridité atteint le maximum (33,17°C) au mois de Décembre.
- Une saison sèche et courte s'étale de Juin à Septembre dont la valeur minimale est celle du mois de Juillet (0,29°C).

I.6.6.2. Diagramme Ombrothermique

En appliquant la formule $P = 2T$, le diagramme permet de déterminer la période sèche, où le mois sec est celui où le total moyen des précipitations est inférieur ou égal au double de la température moyenne mensuelle exprimée en degrés centigrades.

Quand la courbe de température est au dessus de celle des précipitations, la zone délimitée représente la zone sèche.

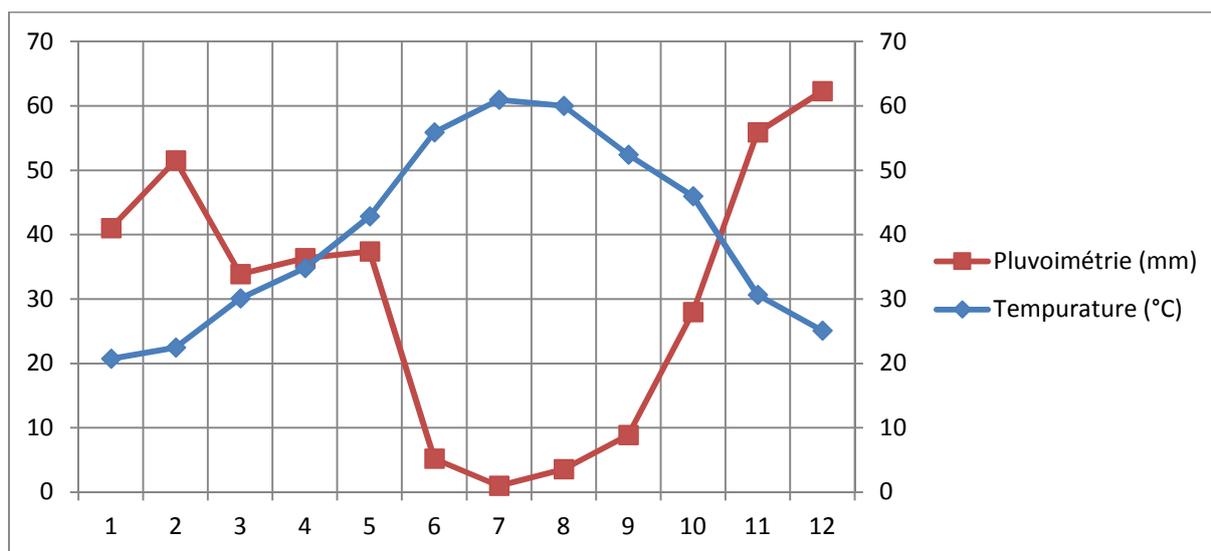


Figure I.6 : Diagramme Ombrothermique.

- Il ressort une période sèche qui s'étale du mois de mai jusqu'au mois Octobre.

I.6.6.3. Climagramme d'EMBERGER

Son calcul se base essentiellement sur les températures et les précipitations.

Ce quotient n'est applicable qu'aux climats de type méditerranéen. Mis au point par EMBERGER (1930), il s'exprime par la formule :

$$Q2 = 2000 P / (M2 - m2)$$

Avec :

P : Pluviométrie moyenne annuelle (mm).

M : Température moyenne des maxima du mois le plus chaud (°K).

m : Température moyenne des minima du mois le plus froid (°K).

En utilisant les deux valeurs Q_2 et m , EMBERGER a défini les étages bioclimatiques qui sont reconnus par référence à un climagramme comportant un réseau de lignes séparatrices dans un espace orthonormé portant en ordonnées Q_2 et en abscisse le m (Voir figure).

Le calcul du quotient pluviométrique donne les valeurs suivantes :

Tableau I-7 : Le quotient pluviométrique.

Précipitations (mm)	m ($^{\circ}K$)	M ($^{\circ}K$)	Q_2	Etage bioclimatique
346,04	278,53	311,88	35,15	Semi-aride

D'après la Fig. N° I – 7 on constate que la région se caractérise par un climat Semi-aride doux humide.

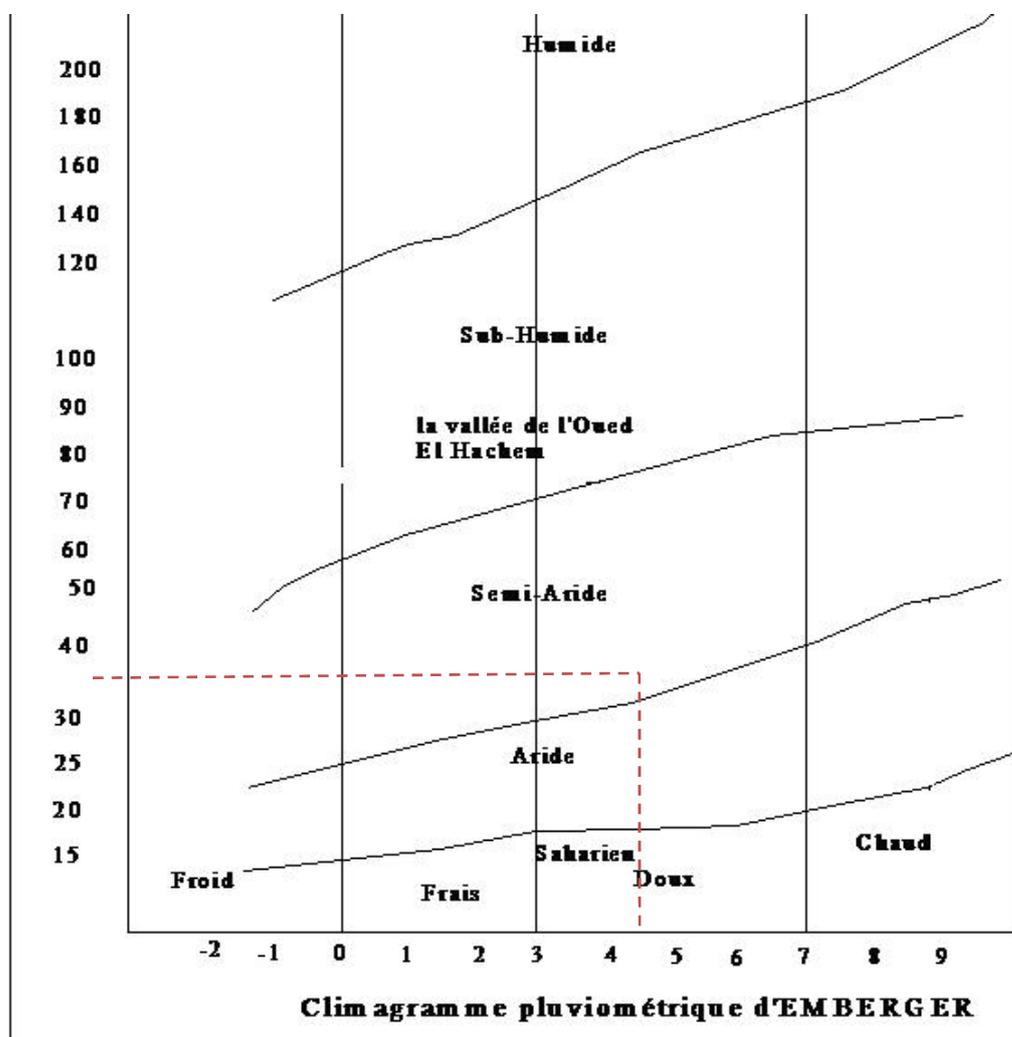


Figure I.7 : Climagramme pluviométrique d'EMBERGER

I-7 Etude démographique

Selon les statistiques de l'Assemblée Populaire Communale (A.P.C) et les données du Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (P.D.A.U), la population de la ville d'OUED

FODDA est de 20 667 habitants en 2008 avec un taux d'accroissement de 1,72 %.

L'agglomération chef-lieu (A.C.L) concentre, à elle seule, (47,94%) de la population. Le reste, se répartit en agglomération secondaire (A.S), soit 38,56% et zone éparsé (Z.E), soit 13,5%.

La future station d'épuration sera dimensionnée en tenant compte les communes limitrophes de OUED FODDA (L'agglomération secondaire ZBABDJA, l'agglomération chef lieu d'EL KARIMIA et l'agglomération chef lieu de HARCHOUN).

Tableau I-8 : Répartition de la population du groupement.

La commune de OUED FODDA (Année 2008)	Agglomération chef lieu	20 667	
	A.S	Zebabdja	6482
		Bir Safsaf	3809
		D'hamnia	2350
		Kouane	1537
		Sekassik	1302
		Zemoul	1146
Zone éparsé	5817		
Population de la commune de oued fodda		43110	
La commune d'EL KARIMIA (Année 2008)	Agglomération chef lieu	16839	
	A.S	4299	
	Zone éparsé	8717	
	Population de la commune de EL KARIMIA	2986	
La commune de HARCHOUN (Année 2008)	Agglomération chef lieu	3302	
	A.S	5028	
	Zone éparsé	9384	
	Population de la commune de HARCHOUNE	17713	

Source : DPAT 2008

I.8. Les données sur la station sanitaire

La zone d'étude ne dispose pas d'ouvrages de traitement des eaux usées, ainsi tous les rejets se font à l'air libre au niveau des oueds. La faiblesse des précipitations et leurs irrégularités ne font qu'accentuer le risque de pollution des oueds et par conséquent la propagation des maladies à transmission hydrique.

Selon le service de la santé publique de la wilaya de CHLEF, aucun cas de contamination par les maladies à transmission hydriques n'a été déclaré jusqu'à l'année 2010.

I.9. Activités socio-économiques

I.9.1. Activités agricoles

La commune de OUED FODDA est à vocation agricole, ce secteur présente un essor de développement puisqu'il constitue l'axe central du développement dans la commune.

Les tableaux ci-dessous illustrent la répartition de la superficie des terres ainsi que les différents produits agricoles :

Tableau I-9 : Répartition générale des terres agricoles.

	Superficie agricole totale	Terres agricoles Improductives	S.A.U	Pacages et parcours	Terres irriguées
Superficie (ha)	6447	553	5003	891	950

Source : DPAT

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que la surface agricole utile (S.A.U) est de 5003 hectares soit 77,6% de la surface agricole totale. Quand à la surface des parcours, elle occupe 891 hectares, soit 13,82% de la surface totale. Les terres irriguées occupent une superficie de 950 ha, soit 14,73%.

Les terres agricoles dont dispose cette commune sont dominées par une agriculture extensive, répartie comme suit :

Tableau I-10 : Occupation des sols par les différentes productions de la commune.

	Céréaliculture		Culture maraîchère	Arboriculture	Légumes secs
	Superficie exploitée	Superficie fauchée			
Superficie (ha)	1855	1293	542,5	419	33

Source : DPAT

I.9.2. Activités industrielles

Actuellement, il n'existe aucune activité industrielle au niveau de la commune d'OUED FODDA.

I.10. Ressources Forestiers

La forêt a toujours représenté pour l'homme une source constamment renouvelable de matière première, son influence écologique reste primordiale; quant à son rôle social, il se révèle capital.

Le territoire du groupement de la commune est caractérisé par une couverture forestière dans à 650 ha. Cette couverture est peut constituer un créneau écologique important.

Tableau I-11 : les surfaces forestières de la commune.

Circonscriptions	Communes	Superficie Totale (ha)
Dahra Est	Oued Fodda	650
	Ouled Abbas	558
	Beni Rached	1.012

Source : DPAT

I.11 Caractéristiques Du Milieu Récepteur

Actuellement, les eaux usées après qu'elles transitent par les égouts, sont collectées puis évacuées vers Oued FODDA.

Ce dernier traverse le territoire de la commune dans le sens Sud/Est et prend sa direction vers le Nord/Est pour se déverser enfin dans "Oued chlef".



Figure I.8 : Vue du milieu récepteur OUED FODDA.



Figure I.9 : Vue du rejet final de la ville d'OUED FODDA.

I.12 Localisation Et Caractéristiques Du Site

Le terrain choisi pour l'implantation de la future station d'épuration des eaux usées du groupement est situé au Nord-est de l'agglomération d'OUED FODDA à environ 1,7 Km.

Ce terrain est plat et à vocation agricole dépourvue de toute végétation pérenne. La superficie disponible est d'environ dix (10) hectares.

L'accès au site à partir de la Rn 4 est assuré par une piste située au Nord-Est de l'agglomération. La nature juridique de ce terrain est domaniale.



Figure I.10 : Vue du site d'implantation de la future STEP.

Conclusion

La connaissance de la situation géographique, topographique, climatique et hydraulique de la zone d'étude est la première étape indispensable dans l'élaboration d'un projet de conception d'une station d'épuration. En effet, ces données de base servent pour le dimensionnement et le choix du site d'implantation de l'usine de dépollution.

Le terrain choisi pour l'implantation de la future station d'épuration des eaux usées du groupement est situé au Nord-est de l'agglomération d'OUED FODDA à environ 1,7 Km.

Ce terrain est plat et à vocation agricole dépourvue de toute végétation pérenne. La superficie disponible est d'environ dix (10) hectares.

Chapitre ***II***

Calcul de Base

Introduction

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération ou d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent polluer l'environnement.

II.1. Evolution de l'accroissement de la population aux horizons du projet :

On évalue la population future du groupement aux horizons :

- Court terme (2015)
- Moyen terme (2030)
- Long terme (2040)

Par application de l'expression suivante :

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

Avec :

P : Population projetée

P₀ : Population à l'année de référence

t : Taux de croissance

n : Nombre d'années compris dans l'intervalle de temps considéré

D'après les estimations de la Direction de Planification et de l'Aménagement du Territoire (D.P.A.T) de la wilaya de CHLEF, le taux d'accroissement naturel de la population du chef lieu de OUED FODDA est de 1,72% et sera conservé constant pour l'estimation de la population future.

L'évolution de la population du groupement à différents horizons est représentée dans le tableau suivant

Tableau II-1 : Evolution de la population future du groupement.

Horizons	2008	2010	2015	2030	2045
Population OUED FODDA et ZEBABDJA (hab)	27149	28 091	30 591	39 508	51 025
Population EL KARIMIA (hab)	16839	17 423	18 974	24 505	31 648
Population HARCHOUN (hab)	3302	3416	3 720	4 805	6205
Total population (hab)	47290	48 930	53 285	68 818	88 878

II.2. Equipements Existants :

La commune d'OUED FODDA dispose d'un ensemble d'équipements nécessaires à son fonctionnement et à la prise en charge des besoins quotidiens des populations.

La majorité de ces équipements (éducation, santé, administration, sport, services et commerces) est concentrée au niveau du chef-lieu.

Tableau II-2 : les différents équipements d'oued fodda.

Equipements	Nature d'équipement
Administratif	Siège d'A.P.C Siège de P.T.T Siège de Daïra Inspection des forets Siège de SONALGAZ Siège Subdivision Hydraulique Banque Agricole et Développement Rural
Commercial	10 Boulangeries 20 Cafés 15 Restaurants 05 Hammams, Bains et douches 01 Hôtel 01 Abattoir 09 Stations de lavage graissage 01 Marché hebdomadaires avec différente activité 01 Hôtel
Educatif	07 Etablissements de premier cycle de 5140 élèves 04 CEM de 3965 élèves 03 Lycées de 2848 élèves 02 Centres de formation (CFPA) de 341 élèves
Sanitaire	01 Polyclinique 02 Centres sanitaires 01 Salle de soins
Préventif et sécurité	Gendarmerie nationale Commissariat de police Garde communal
Socioculturel et sportif	01 stade centre culturel 04 mosquées

II.3 Consommation actuelle en eaux potables :

II.3.1. Réseau d'alimentation en eau potable

La ville d'OUED FODDA est desservie en eau potable par un réseau de distribution ramifié. Le linéaire du réseau d'adduction est de 72.585 m qui couvre presque une grande partie de la ville, les diamètres des canalisations varient entre 30 mm et 75 mm, le matériau utiliser est principalement le PVC, seul le tronçon de 300 mm est en amiante ciment. Le taux de raccordement est de 99%, à moyen et long terme il sera de 100%.

II.3.2. Consommation en eau potable

La ville d'OUED FODDA dispose d'un potentiel hydraulique diversifiée et important, les sources actuelles en eau sont assurées par une série de forage et puits dont les caractéristiques sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau II-3 : Ressource en eau d'OUED FODDA.

N°	Ouvrages de mobilisation	Profondeur		caractéristiques du forage				Date de mise en service	
		Aquifère		Ø (mm)	H (m)	Q _{max} (l/s)	Q _{exp} (l/s)		
		Toit (m)	Mur (m)						
1	F. Zemoul	03	34	13'' 3/8	60	18	17	1993	
2	F. Oued fodda centre	07	36	12''	17	06	02	1987	
3	F. Etable Belhamri	--	--	--	--	05	02		
4	Kouane	08	24	12''	35	06	03	1990	
5	P. Technicum	--	--	--	--	--	01		
Total							25		

Source : DPAT

D'après les informations recueillies au niveau de l'APC et la Subdivision de l'hydraulique d'OUED FODDA, la dotation en eau potable de l'agglomération est de 78 l/hab/j.

La ville d'OUED FODDA dispose d'importants ouvrages de stockage :

Tableau II-4 : Ouvrages de stockage d'eau potable d'OUED FODDA

Dénomination	Capacité
Réservoir circulaire	1000 m ³
Réservoir circulaire	250 m ³
Réservoir circulaire	100 m ³
Réservoir rectangulaire	1000 m ³
Réservoir rectangulaire	400 m ³
Total	2750 m ³

Tableau II-5 : Caractéristiques du réseau d'alimentation en eau potable des villes d'EL KARIMIA et HARCHOUN.

Communes	Linéaire du réseau d'adduction 31.12.2007	Linéaire du réseau de distribution 31.12.2007	Station de pompage		Réservoirs + châteaux d'eau	Taux de raccordement
			NB	CAP (m ³ /j)		
HARCHOUN	13.167	28.251	03	1720	03. RV.1200	48%
EL KARIMIA	8415	5503	02	1245	03. RV.500	73%

Source : DPAT/2007

II.3.3. Besoins en eau

II.3.3.1. Besoins actuels en eau potable

Estimation de la dotation en eau potable

La direction de ressource en eau (DRE) la willaya CHLEF a opté pour une dotation de 150 L /hab/j pour la commune d'OUED FODDA

✓ **Pour OUED FODDA**

Besoins de la population :

Les besoins en eau potable de la population sont récapitulés dans le tableau ci après :
Tableau II-6 : Besoins en eau de la population.

Année	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins (m ³ /j)
2008	27149	150	4072.35

Besoins des équipements :

Les besoins en eau potable des équipements sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-7: Récapitulatif des besoins actuels en eau.

Année	Besoins en eau (m ³ /j)													
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
2008	4072.35	256,62	5,4	9,34	12,6	44,5	47	43,7	6,5	9,3	3,3	4,9	3,8	447.96

Avec :

- | | |
|--------------------------------------|---|
| (1) besoins de la population | (8) besoins des restaurants |
| (2) besoins scolaires | (9) besoins des cafés |
| (3) besoins sanitaires | (10) besoin des stations de lavage graissage |
| (4) besoin de l'abattoir | (11) besoin des hôtels |
| (5) besoins socioculturel et sportif | (12) besoins administratifs |
| (6) besoins des mosquées | (13) besoins des services de sécurité |
| (7) besoins des bains et douches | (14) Total des besoins des équipements |

D'après les résultats des calculs, les besoins actuels en eau des équipements représentent 11% des besoins domestiques.

✓ **Pour EL KARIMIA**

Besoins de la population :

Les besoins en eau potable de la population sont récapitulés dans le tableau ci après :

Tableau II-8 : Besoins en eau de la population.

Année	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins (m ³ /j)
2008	16839	150	2525.85

Besoins des équipements :

Les besoins en eau potable des équipements sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau II-9 : Récapitulatif des besoins actuels en eau.

Année	Besoins en eau (m ³ /j)												
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
2008	2525.85	170.8	3,2	5,3	4,2	49,34	22	5,1	3,4	6	4,3	4,2	277.84

Avec :

- | | |
|--------------------------------------|---|
| (1) besoins de la population | (8) besoins des restaurants |
| (2) besoins scolaires | (9) besoins des cafés |
| (3) besoins sanitaires | (10) besoin des stations de lavage graissage |
| (4) besoin de l'abattoir | (11) besoins administratifs |
| (5) besoins socioculturel et sportif | (12) besoins des services de sécurité |
| (6) besoins des mosquées | (13) Total des besoins des équipements |
| (7) besoins des bains et douches | |

D'après les résultats des calculs, les besoins actuels en eau des équipements sont de 11% des besoins domestiques.

✓ **Pour HARCHOUN**

Besoins de la population :

Les besoins en eau potable de la population sont récapitulés dans le tableau ci après :

Tableau II-10 : Besoins en eau de la population.

Année	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins (m ³ /j)
2008	3302	150	495.3

Besoins des équipements :

Les besoins en eau potable des équipements sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau II-11 : Récapitulatif des besoins actuels en eau.

Année	Besoins en eau (m ³ /j)									
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
2008	495.3	90,66	3,5	5	7	0,9	3	2,2	1,6	113.92

Avec :

- | | |
|----------------------------------|---|
| (1) besoins de la population | (6) besoins des cafés |
| (2) besoins scolaires | (7) besoins des stations de lavage graissage |
| (3) besoins sanitaires | (8) besoins administratifs |
| (4) besoins des mosquées | (9) besoins des services de sécurité |
| (5) besoins des bains et douches | (10) Total des besoins des équipements |

D'après les résultats des calculs, les besoins actuels en eau des équipements sont de 23% des besoins domestiques.

II.4. Récapitulatif des besoins en eau à court, moyen et long terme

Les besoins en eau du groupement sont représentés dans les tableaux ci après :

Tableau II-12 : Récapitulatif des besoins en eau de la ville d'OUED FODDA et l'agglomération secondaire ZBABDJA.

Horizons	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins de la population (m ³ /j)	Besoins des équipements (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2008	27 149	150	4072,35	447,96	4520.31
2015	30 591	150	4589	505	5094
2030	39 508	150	5927	652	6579
2045	51 025	150	7654	842	8496

Tableau II-13 : Récapitulatif des besoins en eau de l'agglomération d'EL KARIMIA.

Horizons	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins de la population (m ³ /j)	Besoins des équipements (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2008	16 839	150	2525,85	277,84	2803.69
2015	18 974	150	2846	313	3159
2030	24 505	150	3676	405	4081
2045	31 648	150	4747	522	5269

Tableau II-14 : Récapitulatif des besoins en eau de l'agglomération de HARCHOUN.

Horizons	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins de la population (m ³ /j)	Besoins des équipements (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2008	3302	150	495.3	113.92	609.22
2015	3720	150	558	128	686
2030	4805	150	721	166	887
2045	6205	150	931	214	1145

II.5. Caractéristique du réseau d'assainissement du groupement :

II.5.1. Etat du réseau et taux de raccordement

✓ OUED FODDA

La ville de OUED FODDA possède un réseau d'assainissement de type unitaire desservant toutes les zones agglomérées dont le linéaire est de 68.067 m. Ce réseau répond aux exigences et normes techniques générales, l'ensemble des eaux sont collectés dans des collecteurs principaux de diamètre important compris entre 300 et 1800 mm.

Tableau II-15 : Caractéristique du réseau d'assainissement de la ville d'OUED FODDA.

DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)
Ø 1800	2314
Ø 1500	2073
Ø 1200	80
Ø 1000	3766
Ø (800-600-500-400-300)	59.834

Chapitre II : Calcul de base

Le taux de raccordement actuel de la population est de 98%, et sera de 100% à moyen et long terme vu qu'aucune contrainte n'est apparente.

✓ **EL KARIMIA ET HARCHOUN**

Tableau II-16 : Caractéristique du réseau d'assainissement des villes d'EL KARIMIA et HARCHOUN.

Commune	Linéaire du réseau 31.12.2007	Taux de raccordement %	Nombre de rejet	nom du milieu récepteur	volume de rejet m ³ /j
HARCHOUN	13.167	75	04	➤ Maillot ➤ Tchitchou ➤ Fraihia ➤ Tamzania	805
EL KARIMIA	8415	45	01	/	241.6

Source : S/D Hydraulique, Chlef

II.5.2. Débits des eaux usées

Les débits des eaux usées domestiques pour chaque horizon du projet sont déterminés sur la base des consommations en eau potable, en appliquant un taux de rejet de 80 .

Le coefficient global de réduction est évalué en faisant le produit du taux de rejet et du taux de raccordement :

$$R = 100\% \times 80\% = 80\%$$

Tableau II-17 : Récapitulatif des débits des eaux usées du chef lieu OUED FODDA et l'agglomération secondaire ZBABDJA.

Besoins de la pop (m ³ /j)	Besoins de la pop (m ³ /j)	Besoins des équi (m ³ /j)	Taux de racc (%)	Taux de rejet (%)	Rejet de la pop (m ³ /j)	Rejet des équi (m ³ /j)	Rejet total (m ³ /j)
2008	4072,35	447,96	100	80	3257.88	358.37	3616.25
2015	4589	505	100	80	3671	404	4075
2030	5927	652	100	80	4742	522	5264
2045	7654	842	100	80	6123	674	6797

Tableau II-18 : Récapitulatif des débits des eaux usées de l'agglomération d'EL KARIMIA

Horizons	Besoins de la pop (m ³ /j)	Besoins des équi (m ³ /j)	Taux de racc (%)	Taux de rejet (%)	Rejet de la pop (m ³ /j)	Rejet des équi (m ³ /j)	Rejet total (m ³ /j)
2008	2525,85	277,84	100	80	2020.68	222.27	2242.95
2015	2846	313	100	80	2277	250	2527
2030	3676	405	100	80	2941	324	3265
2045	4747	522	100	80	3798	418	4216

Tableau II-19 : Récapitulatif des débits des eaux usées de l'agglomération de HARCHOUN

Horizons	Besoins de la pop (m ³ /j)	Besoins des équi (m ³ /j)	Taux de racd (%)	Taux de rejet (%)	Rejet de la pop (m ³ /j)	Rejet des équi (m ³ /j)	Rejet total (m ³ /j)
2010	495.3	113.92	100	80	396.24	91.13	487.376
2015	558	128	100	80	446	102	548
2030	721	166	100	80	577	133	710
2045	931	214	100	80	745	171	916

• **Récapitulatif des débits des eaux usées de la zone d'étude**

Les débits d'eaux usées de chaque horizon du projet pour les quatre communes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-20 : Récapitulatif des débits des eaux usées.

2	2015	2030	2045
Rejet EU OUED FODDA (m ³ /j)	4075	5264	6797
Rejet EU EL KARIMIA (m ³ /j)	2527	3265	4216
Rejet EU HARCHOUN (m ³ /j)	548	710	916
Total (m ³ /j)	7150	9239	11 929

Sur la base des résultats obtenus des débits des eaux usées, la capacité en équivalent habitant de la future station d'épuration sera comme suit :

$$EH = \frac{\text{Charge de la station d'épuration}}{\text{Rejet spécifique}}$$

Avec :

Charge de la station = débit de rejet des eaux usées entrant dans la station d'épuration

Rejet spécifique = 80% de la dotation journalière = $0.8 * 150 = 120$ l/hab/j.

Tableau II-21 : Capacité en EH d'OUED FODDA et l'agglomération secondaire ZBABDJA.

Horizons	Capacité (EH)		Total EH
	Population	Equipements	
2015	30 592	3 367	33 959
2030	39 517	4 350	43 867
2045	51 025	5 617	56 642

Tableau II-22 : Capacité en EH d'EL KARIMIA.

Horizons	Capacité (EH)		Total EH
	Population	Equipements	
2015	18 975	2 083	21 058
2030	24 508	2 700	27 208
2045	31 650	3 483	35 133

Tableau II-23 : Capacité en EH de HARCHOUN

Horizons	Capacité (EH)		Total EH
	Population	Equipements	
2015	3 717	850	4 567
2030	4 808	1 108	5 916
2045	6 208	1 425	7 633

Tableau II-24 : Récapitulatif de la capacité en EH de la STEP

Horizons	2015	2030	2045
Capacité (EH)	59 600	77 000	99 400

Conclusion

Le présent chapitre (évaluation des débits) a pour but la quantification des débits à évacuer. Cette évaluation des débits nous permis de procéder au calcul hydraulique c.-à-d le dimensionnement de notre step.

Sommaire

Introduction	15
II.1. Evolution de l'accroissement de la population aux horizons du projet :	15
II.2. Equipements Existants :	16
II.3 Consommation actuelle en eaux potables :	17
II.4.Récapitulatif des besoins en eau à court, moyen et long terme	20
II.5.Caractéristique du réseau d'assainissement du groupement :	21
Conclusion.....	24

Chapitre **III**

Origine et composition
des eaux usées

Introduction

Dans cette partie, il s'agit de faire une évaluation qualitative et quantitative de la charge polluante issue des rejets des eaux usées du groupement (OUED FODDA et l'agglomération ZBABDJA, EL KARIMIA et HARCHOUN). Pour cela, nous avons procédé aux analyses des différents paramètres de pollution.

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

III.1 Définition

Une eau résiduaire est une eau contenant des rejets d'activités humaines, industrielles et agricoles qui peuvent provoquer ou accroître la pollution du milieu naturel dans lequel elle est rejetée.

Cette pollution peut être provoquée par des matières en suspension, colloïdales ou en solution de nature organique ou minérale.

III.2. nature et origine

En dehors de pollutions diffuses (en particulier agricoles), quatre types de pollution sont généralement définies contre lesquels des moyens de lutte doivent être mis en œuvre :

- La pollution traditionnelle des eaux usées domestiques
- La pollution apportée par les eaux pluviales
- La pollution des industries implantées dans la commune
- La pollution apportée par les eaux agricoles

III.2.1. Les eaux usées domestiques

Constituant généralement l'essentiel de la pollution, elles se composent :

Des eaux vannes d'évacuation des toilettes, des eaux ménagères d'évacuation des cuisines, salles de bain.

Les déchets présents dans ces eaux souillées sont constitués par des matières organiques dégradables et des matières minérales. Ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension.

III.2.2. Les eaux pluviales

Les eaux de ruissellement peuvent être particulièrement polluées surtout en début de pluie :

- lessivage des sols, des surfaces imperméabilisées,
- remise en suspension des dépôts des collecteurs, ...

Les eaux pluviales sont de même nature que les eaux domestiques et peuvent contenir en plus, des métaux lourds et des toxiques :

- plomb,
- zinc,
- hydrocarbures, ...

Suivant le contexte local, des dispositions devront être prises pour en limiter l'impact : bassins d'orage, bassins d'étalement, chaussées filtrantes, ...

III.2.3. Les eaux usées industrielles

Les caractéristiques des eaux usées d'origine industrielle sont bien évidemment directement liées aux types d'industries implantées sur la commune.

La pollution de ces eaux peut être organique, minérale, toxique.

Le branchement des établissements commerciaux, industriels ou artisanaux au réseau public n'est pas obligatoire.

Toutefois ceux-ci pourront être autorisés à déverser leurs eaux industrielles dans le réseau public pour qu'elles soient épurées avec les eaux usées domestiques, à condition qu'elles soient compatibles avec les techniques d'épuration traditionnelle.

III.2.4. les effluents agricoles :

Les effluents agricoles renferment diverses substances, d'origines agricoles ou animales. Il s'agit de solution d'engrais lessivés par les sols fortement fertilisés, des produits Phytosanitaires (pesticides) et des déjection animal (purins et lisiers de bétail)

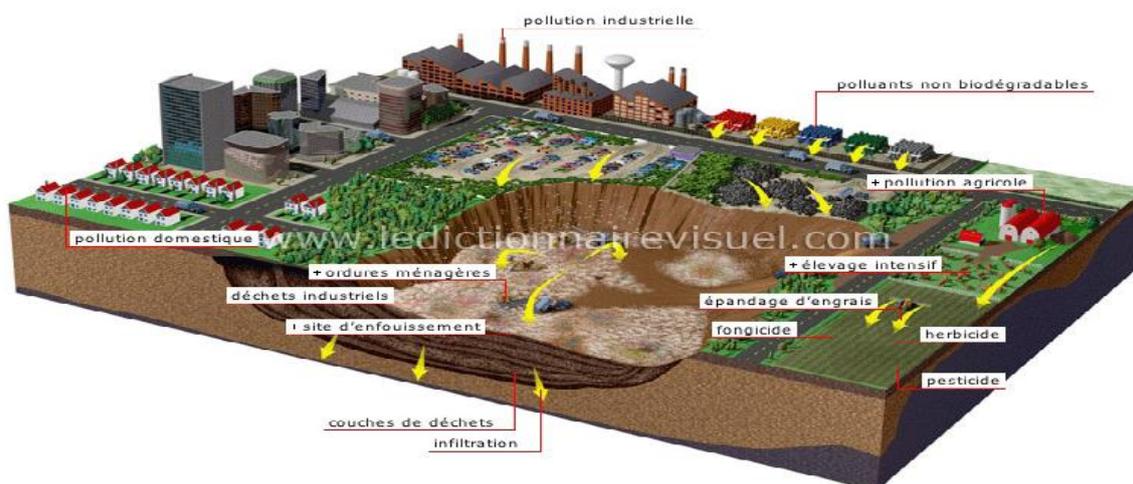


Figure III.1 : nature et origine du pollution.

III -3.Définition de la pollution de l'eau

Les pollutions sont « des déversements, écoulements, rejets, dépôts directs ou indirects de matières de toute nature et, plus généralement tout fait susceptible de provoquer ou d'accroître la dégradation des eaux en modifiant leurs caractéristiques physique chimiques, biologiques ou bactériologiques, qu' il s'agisse d'eaux superficielles, souterraines ou des eaux de la mer,... » (Claude faurie et al ; 2003)

III -3-2.Conséquences de la pollution

Les conséquences de la pollution peut être classées en cinq catégories principales

III -3-2-1.les conséquences sanitaires :

C'est-à-dire qui ont trait à la santé des populations

Les conséquences sanitaires sont donc celles à prendre en compte en priorité.

III -3-2-2.conséquences écologiques :

Elles ont trait à la dégradation du milieu naturel.

Les conséquences écologiques se mesurent en comparant l'état du milieu pollué par rapport à ce qu'il aurait été sans pollution.

III -3-2-3.conséquences esthétiques :

Cette troisième catégorie de conséquences pour être la plus subjective, n'en est pas moins importante.

Les conséquences esthétiques sont, par définition, les plus perceptibles, et c'est donc celles dont les riverains et les grands publics auront, en premier lieu conscience.

III -3-2-4.conséquences industrielles :

L'industrie est un gros consommateur d'eau.

La qualité requise pour les utilisations industrielles est souvent très élevée, tant sur le plan chimique (minéralisation, corrosion, entartrage), que biologique (problèmes d'encrassement des canalisations par les organismes). Le développement industriel peut donc être stoppé par la pollution (c'est une des raisons pour laquelle la préoccupation pour la pollution est apparue d'abords dans les pays industriels).

III -3-2-5.conséquences agricoles :

L'eau est largement utilisée pour l'arrosage ou l'irrigation, souvent sous forme brute (non traitée).

La texture du sol (complexe argilo-humide), sa flore bactérienne, les cultures et le bétail, sont sensibles à la qualité de l'eau.

Du même, les boues issues de traitement des eaux usées pourront, si elles contiennent des toxiques (métaux lourds) être à l'origine de la pollution des sols

III -3-3.Objectif de réalisation d'une STEP

- La protection et la sauvegarde des ressources et de l'environnement hydrique.
- La lutte contre les sources de pollution hydrique.
- La préservation de la santé publique.
- Protection de l'oued chlef contre la pollution.
- Réutilisation des eaux épurées pour agriculture.

III.4 Evaluation de la pollution

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

- Physique (matières en suspension)
- Chimique (matières organiques dissoutes)
- biologique

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

❖ Couleur et odeur

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

❖ **Température**

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

- La solubilité des sels et des gaz : Il est établi que la solubilité d'un gaz diminue pour une augmentation de la température. Ce phénomène est particulièrement important dans le cas de l'oxygène dissous ;
- Aussi, plus l'eau est chaude, plus la concentration de saturation de l'oxygène devra diminuer, ce qui conduit à la diminution de la réserve d'oxygène mis à la disposition dans les processus d'auto-épuration ;
- Sur la multiplication des micro-organismes, affectant ainsi l'épuration biologique.

❖ **pH**

Le pH mesure la concentration des ions H⁺ dans l'eau. Ce paramètre caractérise un grand nombre d'équilibre physico-chimique. La valeur du pH altère la croissance et la reproduction des micro-organismes existants dans une eau, la plupart des bactéries peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9, l'optimum est situé entre 6,5 et 8,5, des valeurs de pH inférieures à 5 ou supérieures à 8,5 affectent la croissance et survie des micro-organismes aquatiques selon l'organisation Mondiale de la Santé (OMS).

❖ **Conductivité**

La présence des ions confère à l'eau une certaine conductivité électrique, due aux déplacements de ces charges dans l'eau. Donc la conductivité permet de connaître le degré de minéralisation des eaux, elle mesure la concentration des sels ioniques et nous informe sur le degré de salinité de l'eau.

La conductivité d'une eau varie grandement selon le degré d'impureté de cette même eau, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande et plus la conductivité est grande.

III.4.1 Paramètres physiques

Les matières pondérales dans l'effluent se subdivisent en diverses formes que l'on peut représenter par :

- Les matières en suspension (MES)
- Les matières volatiles en suspension (MVS)
- Les matières minérales en suspension
- Les matières décantables et non décantables

III.4.1.1 Les matières en suspension (MES)

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

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

III.4.1.2 Les matières volatiles en suspension (MVS)

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

Les matières volatiles en suspension représentent en moyenne 70% de la teneur en MES pour les effluents domestiques.

III.4.1.3 Les matières minérales en suspension (MMS)

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

$$MMS = MES - MVS$$

Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels,

III.4.1.4 Les matières décantables et non décantables

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné (2heures) suivant des conditions opératoires particulières (utilisation d'un cône d'IMHOFF, ou l'éprouvette cylindro-conique du docteur Coin).

III.4.2 Paramètres chimiques

a) Les Demandes En Oxygène

III.4.2.1 oxygène dissous

La teneur en oxygène dissous des eaux usées est un facteur important à prendre en considération, puisqu'il détermine le bon fonctionnement de l'écosystème aquatique et favorise la croissance des organismes aérobies ou facultatifs.

Une diminution de la teneur normale en oxygène est donc un signe de pollution, c'est à dire la présence de substances consommatrices d'oxygène.

III.4.2.2 Demande Biochimique en Oxygène (DBO₅)

La Demande Biochimique en Oxygène (DBO) c'est la quantité d'oxygène nécessaire à la dégradation de la matière organique biodégradable d'une eau par le développement des micro-organismes, pendant 5 jours à 20 °C, on parle alors de la DBO₅, qui est exprimée en mg O₂/l, la DBO₅ pour les eaux usées domestiques vaut 77% de la DBO_{ultime}.

La concentration organique des eaux usées, telle que mesurée par sa DBO, est un des plus important critères utilisés dans la conception d'une installation de traitement des eaux usées afin de déterminer le degré de traitement nécessaire. Pour déterminer l'efficacité du traitement et prévoir l'impact des effluents sur les eaux réceptrices, on effectue des tests de DBO, ou de dosage de la concentration des eaux usées, avant et après le traitement.

Chapitre III : Origine et composition des eaux usées

Une loi empirique a été établie pour calculer la DBO :

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

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

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

K : constante cinétique moyenne, pour les eaux usées sa valeur est de l'ordre de $0,2 J^{-1}$

III.4.2.3 Demande chimique en Oxygène (DCO)

La Demande Chimique en Oxygène (DCO) c'est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder la matière organique (biodégradable ou non) d'une eau à l'aide d'un oxydant, le bichromate de potassium t. Ce paramètre offre une représentation plus ou moins complète des matières oxydables présente dans l'échantillon. Elle est exprimée en mg O₂/l.

La DCO théorique des composées organiques peut être calculé par la base de la réaction d'oxydo-réduction.

- **Relation entre la BDO et la DCO**

Sachant que la DBO_{ultime} concerne 90% environ de la DCO donc on aura :

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

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

Tableau III-2 : Caractéristiques de l'eau en fonction de rapport $\frac{DCO}{DBO_5}$.

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

III.4.2.4 carbone organique total (C.O.T)

Il correspond à une approche de la matière organique dont le carbone est le constituant essentiel. Le principe le plus courant de La mesure du C.O.T repose sur la combustion des matières organiques carbonées d'un effluent après passage au four à 950°C sous un courant d'oxygène. Cette combustion libère du gaz carbonique qui est dosé par un analyseur infra-rouge, dont la réponse obtenue est proportionnelle à la quantité de carbone organique présent.

b) Les nutriments

III.4.2.5 Matières azotées:

L'azote rencontré dans les eaux usées peut avoir un caractère organique ou minéral, il se présente sous quatre formes:

- L'azote organique se transforme en azote ammoniacal.
 - L'azote ammoniacal (NH_4^+) traduit un processus d'ammonification de la matière organique azotée. Les ions ammoniums subissent une nitrification par action des bactéries nitrifiantes.
 - L'azote nitreux (NO_2^-) provient d'une oxydation incomplète de l'azote ammoniacal ou par une réduction des nitrates par dénitrification. Les nitrites sont instables et sont rapidement transformés en nitrates.
 - L'azote nitrique (NO_3^-) est produit par nitrification de l'azote ammoniacal. Il joue un rôle important dans le développement des algues et participe au phénomène d'eutrophisation.
- Dans les eaux usées, l'azote se trouve principalement sous forme ammoniacale. Les concentrations des formes oxydées de l'azote sont faibles.

III.4.2.6 Composés phosphorés

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

Dans les eaux usées, le phosphore se trouve soit sous forme d'ions orthophosphates isolés, soit sous forme d'ions phosphates condensés ou sous forme d'ions phosphates condensés avec des molécules organiques.

Les orthophosphates correspondent au groupement (PO_4^{3-}), ces phosphates sont fixés facilement par le sol, leur présence dans les eaux souterraines est souvent liée à la nature des terrains traversés, à la décomposition de la matière organique, aux engrais phosphatés industriels entraînés par lessivage ou par infiltration.

Les polyphosphates sont utilisés comme agents d'émulsification, de dispersion, d'inhibition ... et sont utilisés dans des domaines aussi divers que les industries de poudres à laver, les industries agroalimentaires, les industries pharmaceutiques comme inhibiteurs de précipitation et de corrosion.

III.4.3 Paramètres biologiques

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

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

Chapitre III : Origine et composition des eaux usées

- **les parasites** : œufs des vers (tænia, ascaris, etc...)
- **les champignons**

III.4.4 Métaux lourds :

Les métaux lourds peuvent 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.

Les Métaux lourds analysés durant les campagnes d'analyses sont :

- Nickel (Ni)
- Fer (Fer)
- Manganèse (Mn)
- Cadmium (Cd)
- Chrome (Cr)
- Cuivre (Cu)

III.5. Résultats analytiques et interprétations

III.5.1 Prélèvement et échantillonnage

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

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

Des campagnes de prélèvements ont été effectuées pour l'analyse des eaux usées du groupement, au niveau des deux rejets principaux des agglomérations :

- OUED FODDA
- EL KARIMIA
- HARCHOUN

III.5.1.1 Les méthodes d'analyses utilisées

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

Tableau III-3 : Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution.

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



Figure III.2 : l'ensemble des outilles utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution.

Chapitre III : Origine et composition des eaux usées

III.5.1.2 Les normes de rejet

Les normes de rejets avant ou après traitement sont destinées à la protection du milieu récepteur naturel.

Les valeurs limites maximales des paramètres de rejet sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets.

Paramètres	Unités	Valeurs Limites	Tolérances aux valeurs limites Anciennes Installations
Température	°C	30	30
PH	-	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5
MES	mg/l	35	40
Azote Kjeldahl	"	30	40
Phosphore total	"	10	15
DCO	"	120	130
DBO ₅	"	35	40
Aluminium	"	3	5
Substances toxiques bioaccumulable	"	0,005	0,01
Cyanures	"	0,1	0,15
Fluor et composés	"	15	20
Indice de phénols	"	0,3	0,5
Hydrocarbures totaux	"	10	15
Huiles et Graisses	"	20	30
Cadmium	"	0,2	0,25
Cuivre total	"	0,5	1
Mercuré total	"	0,01	0,05
Plomb total	"	0,5	0,75
Chrome Total	"	0,5	0,75
Etain total	"	2	2,5
Manganèse	"	1	1,5
Nickel total	"	0,5	0,75
Zinc total	"	3	5
Fer	"	3	5

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

III.5.2 Résultats et interprétations

III.5.2 .1 Résultats des analyses

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

Tableau III-5: Les résultats d'analyses pour la Commune d'OUED FODDA.

Chapitre III : Origine et composition des eaux usées

Paramètres analysés	Unités	E1 10/12/07	E2 11/12/07	E3 12/12/07	E4 15/12/07	E5 09/06/08	Les moyennes
Température	°C	-	-	-	-	24,5	24,5
pH	-	7,17	7,40	7,54	-	7,33	7,36
Conductivité	µs/cm	3690	3250	3270	-	3570	3445
DBO ₅	mg d'O ₂ /l	525	376	358	-	614	468,25
DCO	mg d'O ₂ /l	610	485	716	300	790	580
MES à 105 °C	mg/l	412	28	156	-	383	245
N-NO ₃	mg/l	1,4	1,03	1,0	-	69	18,1
N Total	mg/l	132	104	-	74,88	-	103,62

Tableau III-6 : Les résultats d'analyses pour la Commune d'EL KARIMIA.

Paramètres analysés	Unités	E1 10/12/07	E2 09/06/08	Les moyennes
Température	°C	-	25,2	25,2
pH	-	8,08	7,38	7,73
Conductivité	µs/cm	-	6320	6320
DBO ₅	mg d'O ₂ /l	470	820	645
DCO	mg d'O ₂ /l	705	1288	996,5
MES à 105 °C	mg/l	12	672	342
N-NO ₃	mg/l	1,4	69,5	35,45
N Total	mg/l	205	-	205

Tableau III-7: Les résultats d'analyses pour la Commune d'E de HARCHOUN.

Paramètres analysés	Unités	E1 06/02/08	E3 09/06/08	Les moyennes
Température	°C	-	23,9	23,9
pH	-	8,35	7,79	8,07
Conductivité	µs/cm	-	4390	4390
DBO ₅	mg d'O ₂ /l	410	782	596
DCO	mg d'O ₂ /l	610	874	708,7
MES à 105 °C	mg/l	12	760	386
N-NO ₃	mg/l	0,9	68	34,45
N Total	mg/l	305	-	305

Chapitre III : Origine et composition des eaux usées

Métaux lourds :

Tableau III-8 : Les résultats d'analyses pour des rejets des eaux usées du groupement (OUED FODDA et l'agglomération ZBABDJA, EL KARIMIA et HARCHOUN).

Paramètres analysés	Unités	Commune d'OUED FODDA	Agglomération d'EL KARIMIA	Agglomération de HARCHOUN
		E 15/12/07	E 06/02/08	E 06/02/08
Plomb	mg/l	< 0,1	0,33	0,25
Manganèse	mg/l	0,01	-	-
Zinc	Mg/l	1,163	0,08	0,28
Cuivre	mg/l	< 0,04	< 0,1	< 0,1
Chrome	mg/l	< 0,05	-	-
Cadmium	mg/l	< 0,01	-	-

III.5.2.2 Interprétation des résultats

➤ **Température :**

L'activité biologique augmente régulièrement avec la température, ce qui influe sur le rendement d'épuration.

Les valeurs moyennes des mesures retenues pour les trois rejets sont respectivement 24,5 ; 25,2 et 23,9°C.

Ces valeurs ne dépassent pas 30°C, elles sont donc conformes aux caractéristiques d'une eau usée urbaine et favorisent la croissance des micro-organismes responsables de l'épuration et permettant ainsi des meilleurs rendements d'épuration.

➤ **pH :**

Les valeurs moyennes du pH pour les trois rejets sont respectivement 7,36 ; 7,73 et 8,78.

Ces résultats s'inscrivent dans la fourchette des valeurs généralement observées pour les eaux usées urbaines à caractère ménagère (6,5–8,5).

On peut constater que ces valeurs se situent dans la bonne gamme d'activité microbienne, ce qui favorise le traitement biologique.

➤ **Conductivité**

Dans notre cas, les valeurs moyennes de la conductivité pour les trois rejets sont respectivement 3445 ; 6320 et 4390 $\mu\text{s}/\text{cm}$, ce qui reflète une bonne minéralisation.

➤ **DBO₅ :**

Les valeurs moyennes pour les trois rejets sont respectivement 468,25 ; 645 et 596 mg/l. Au vu des résultats obtenus, nous pouvons dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine à prédominance domestique.

➤ **DCO :**

La demande chimique en oxygène représente la quantité d'oxygène nécessaire pour obtenir une bonne oxydation des matières organiques et minérales présentes dans l'eau.

Les résultats obtenus pour nos échantillons analysés pour les trois rejets sont respectivement 580 ; 996,5 et 708,7 mg/l.

Ces valeurs reflètent celle d'une eau usée urbaine, qui est généralement inférieure à 750 mg/l et qui peut atteindre 1000 mg/l sans inconvénient très sensible.

Chapitre III : Origine et composition des eaux usées

➤ MES :

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

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

Les valeurs moyennes pour les trois points de rejets sont respectivement 245 ; 342 et 386 mg/l.

Ces valeurs montrent que les rejets analysés sont moyennement chargés en matières en suspension.

➤ Azote total (Nt) :

Les valeurs moyennes de nos échantillons sont respectivement 103,62 ; 205 et 305 mg/l.

Les concentrations des eaux usées urbaines varient en générale entre 30 et 100 mg/l.

Les traitements habituels (floculation, filtration, etc.) permettent, sauf cas très particuliers, une élimination satisfaisante des composés azotés.

➤ Métaux lourds :

L'analyse chimique de notre échantillon fait apparaître que la totalité des produits toxiques se trouvent sous forme de traces et par conséquent, il ne peut y avoir d'inhibition de l'épuration ou un effet toxique sur l'activité des micro-organismes épurateurs.

Biodégradabilité et nature du rejet :

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

Tableau III-9: Caractéristiques de l'eau en fonction de rapport $\frac{DCO}{DBO_5}$.

Paramètres Concentrations	DCO (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	DCO/DBO ₅
Rejet N°01	580	468,25	1,23
Rejet N°02	996,5	645	1,54
Rejet N°03	708,7	596	1,18

- Les valeurs du rapport DCO/DBO₅ sont respectivement 1,23 ; 1,54 et 1,18 pour les trois rejets, ces valeurs sont inférieures à 2,5.

- Donc on peut dire que les rejets du groupement contiennent des matières organiques biodégradables.

Conclusion

D'après les résultats d'analyses des eaux résiduaires du groupement (OUED FODDA et l'agglomération ZBABDJA, EL KARIMIA et HARCHOUN) on peut conclure la nature urbaine et la biodégradabilité de la pollution de ces eaux.

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

Chapitre **IV**

Procédés d'épuration
des eaux usées

Introduction :

Les eaux usées urbaines peuvent être traitées par divers procédés, à des degrés d'épuration et à des coûts variables selon le niveau de qualité exigé par le milieu récepteur et les quantités de substances indésirables se trouvant dans les eaux.

Ces procédés dépendent essentiellement de :

- L'importance de la charge polluante à traiter ;
- La qualité de l'effluent requise ;
- La disponibilité du terrain.

Dans le processus d'épuration, il est à prendre en considération deux lignes :

- La ligne relative au traitement de l'eau usée.
- La ligne de traitement des boues.

En effet, ce chapitre est consacré à l'étude de différentes techniques d'épuration des eaux.

IV -1. Les différentes étapes du traitement des eaux usées

Le but du traitement est de séparer l'eau des substances indésirables pour protéger le milieu récepteur. Ces substances brutes ou transformées devront être évacuées de façon satisfaisante pour protéger l'environnement, et éviter les risques de santé publique

Le processus d'épuration peut comprendre plusieurs étapes :

- Les prétraitements ;
- Le traitement primaire ;
- Le traitement secondaire ;
- Les traitements complémentaires ;
- Le traitement de boues résiduelles

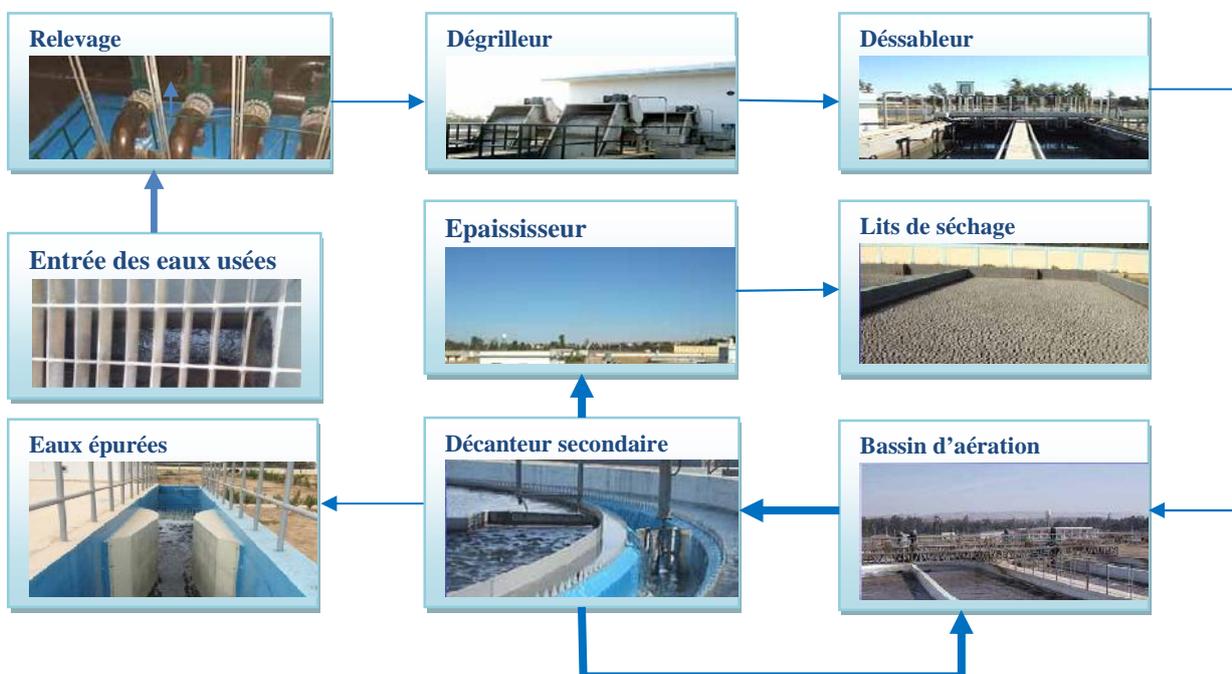


Figure IV.1 : Schéma général d'une station d'épuration de la ville de CHLEF.

IV -2.Principaux procédés

Pour épurer l'eau usée, il faut généralement combiner plusieurs traitements élémentaires dont les bases peuvent être physiques, chimiques ou biologiques et dont l'effet est d'éliminer tout d'abord les matières en suspensions, ensuite les substances colloïdales, puis les substances dissoutes (minérales ou organiques).

IV -2-1.Procédés physiques

Les traitements physiques regroupant les traitements primaires et prétraitements visant essentiellement à conditionner l'eau en vue d'un traitement secondaire, ou en vue d'une dilution dans le milieu récepteur lorsque cela est toléré.

IV -2-2.Procédés physico-chimiques

En général, ces modes de traitement sont mis en œuvre pour le cas où nous notons la présence de matières toxiques dans les eaux usées. Ils permettent :

- **L'élimination des matières en suspension :**

Pour les plus grossières, par voie purement physique : décantation, flottation ou tamisage.

Pour les particules colloïdales, par annulation du potentiel électrique (potentiel ZETA), pour obtenir des particules plus importantes : Coagulation - Flocculation.

- **L'élimination de la pollution organique dissoute :**

Cette élimination se réalise en faisant appel aux propriétés adsorbantes de certains corps, comme le charbon actif.

Ces procédés sont inadaptés pour le traitement des eaux usées à prédominance urbaine.

IV -2-3.Procédés biologiques

Le traitement biologique s'attaque à la fraction biodégradable de la pollution organique, celle-ci comprend :

- Les protides, et principalement les protéines qui par hydrolyse donnent des acides aminés
- Les glucides ou hydrates de carbone qui, à l'état simple correspondent aux sucres comme le glucose, le saccharose, et à l'état complexe donnent des saccharines, comme l'amidon assimilable facilement
- Les lipides ou graisses qui sont des esters d'acides gras et d'alcools plus ou moins complexes, insolubles dans l'eau, ils peuvent donner des émulsions

IV -3.Epuration dans une station d'épuration des eaux usées urbaines

Les techniques d'épuration des eaux usées sont illustrées sur la figure VI .3

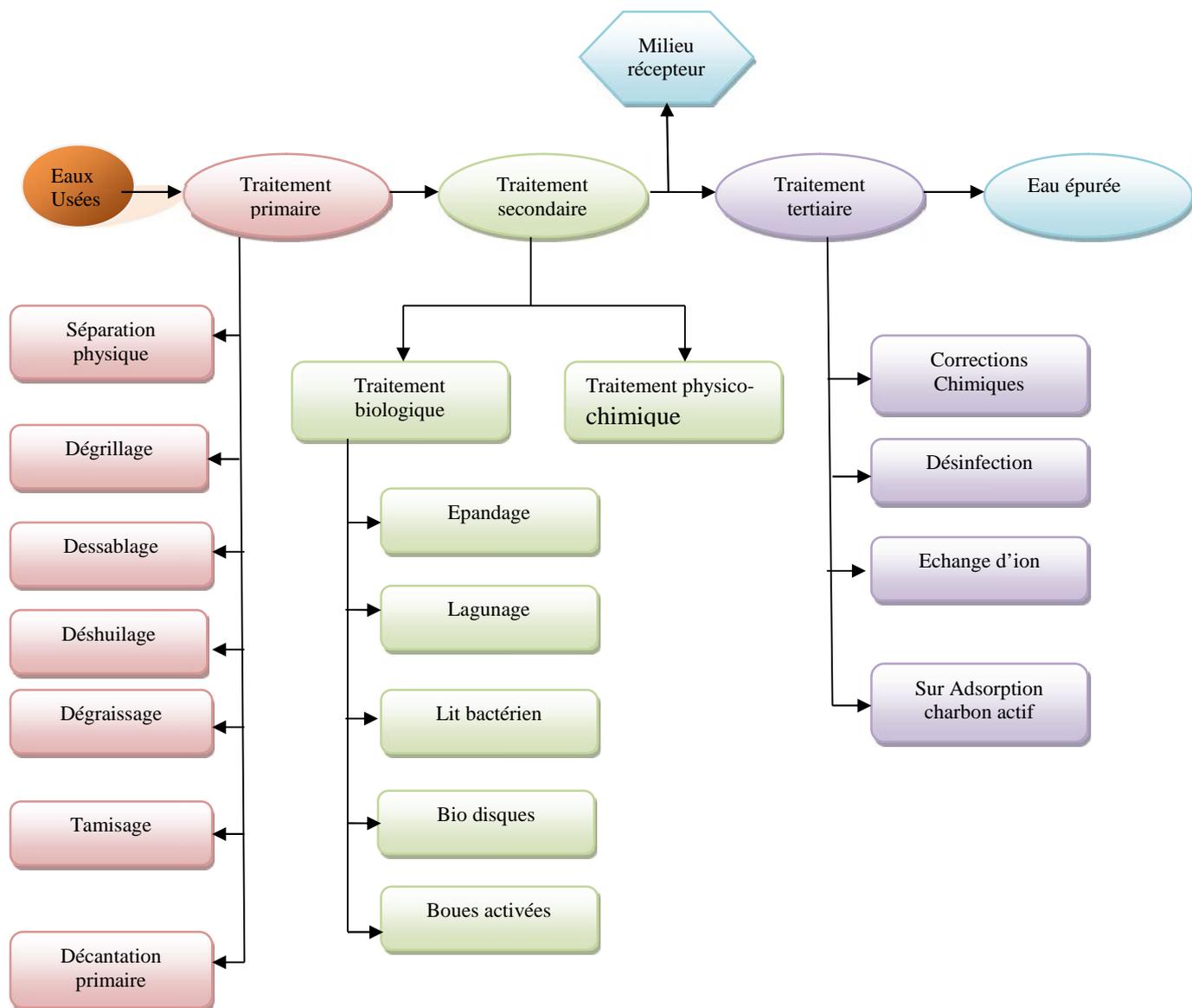


Figure IV .2 : Chaîne de traitement d'une eau usée.

IV -3-1.Prétraitements

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval. Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides ou particuliers les plus grossiers, susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements : déchets volumineux (dégrillage), sables (dessablage) et corps gras (dégraissage – déshuilage). Et les opérations de prétraitements physiques sont :

IV -3-1-1.Dégrillage

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

Chapitre IV : Les procédés d'épuration des eaux usées

- Protection de la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation ;
- Séparation et évacuation des matières volumineuses par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements.
- Assurent la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration.

L'opération de dégrillage s'effectue par un simple passage des eaux à traiter à travers des grilles (il en existe plusieurs types) dont les barreaux plus ou moins espacés, retiennent les éléments les plus grossiers. On classe les grilles selon leurs écartements :

- Pré dégrillage : pour grille à barreaux espacés de 30 à 100 mm
- Dégrillage moyen : pour grille à barreaux espacés de 10 à 25 mm
- Dégrillage fin : pour grille à barreaux espacés de 3 à 10 mm (**Office international de l'eau, 2005**)



Figure IV .3 : la grille manuelle



Figure IV .4 : grille mécanique

Source : pris de la STEP de la ville de Bordj Bou Arreridj.

Chapitre IV : Les procédés d'épuration des eaux usées

b-Avantages et inconvénients des grilles : Sont résumés sur le tableau suivant

Tableau IV.1 : Avantages et inconvénients des grilles. (Office international de l'eau, 2005)

Type de la grille	Avantages	Inconvénients
Dégrilleurs à grille manuelle	<ul style="list-style-type: none">-Faible cout- Pas d'apport d'énergie	<ul style="list-style-type: none">-Entretien pénible et fréquent
Dégrilleur à grille automatique	<ul style="list-style-type: none">- Efficacité- Peu d'entretien	<ul style="list-style-type: none">-Contrôle régulier du fonctionnement (sinon pannes assurées)
Dégrilleurs à nettoyage par l'amont	Pression du peigne réglable nettoyant les grilles donc optimisation du nettoyage	<ul style="list-style-type: none">- Sensibilité au bourrage par les dépôts au pied de la grille.
Dégrilleurs à nettoyage par l'aval	<ul style="list-style-type: none">- Adapte à de forts débits et a de grandes profondeurs- Reprise d'importantes quantités de matières solides- Nettoyage des râteaux par un éjecteur qui déverse les détritux dans une goulotte- Incolmatable	<ul style="list-style-type: none">- Plus cher à l'achat et a l'entretien -- Fragiles

IV -3-1-2. Dessablage

Le dessablage débarrasse les eaux usées des sables et des graviers par sédimentation, L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite de 0.3m/s dans un bassin appelé « Dessableur » entraîne leurs dépôts au fond de l'ouvrage. Le domaine usuel du dessablage porte sur les particules supérieures à 200 µm. (Office international de l'eau, 2005)

Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont

Chapitre IV : Les procédés d'épuration des eaux usées

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

Le dessablage a pour objectif de :

- ✓ Eviter les dépôts dans les canalisations induisant leur bouchage.
- ✓ Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion et l'usure.
- ✓ Eviter de perturber les autres stades de traitements, en particulier le réacteur biologique.
- ✓ Réduire la production des boues.



Figure IV .5 : Désableur rectangulaire de la SETP de la ville de CHLEF.

IV -3-1-3. Déshuilage - dégraissage

Les opérations de déshuilage et de dégraissage, bien que réalisées ensemble, correspondent à deux phénomènes physiques différents :

Le déshuilage est une opération de séparation liquide - liquide, tandis que le dégraissage correspond à une séparation solide - liquide.

Cette étape permet d'assurer un bon traitement en aval en limitant le colmatage des appareils et en évitant l'inhibition des processus biologiques.

En effet, les graisses forment, en surface de la phase liquide, un film qui induit un mauvais transfert d'oxygène entre l'atmosphère et le liquide; de plus, l'absorption des graisses sur les boues limitent le phénomène de dégradation.

Il existe deux types d'appareillage :

- ✓ Séparateurs cylindro-coniques
- ✓ Séparateurs longitudinaux

La récupération des graisses flottantes se fait par écumage manuel ou mécanisé. Les graisses sont ensuite stockées jusqu'à leur traitement.

En général, le dégraissage est effectué avec le dessablage. L'ouvrage comporte une zone d'aération (ou l'air est insufflé à la partie inférieure) et une zone tranquillisée (destinée à la remontée des graisses en surface). L'évacuation des graisses est réalisée à l'aide d'un raclage de la surface. Le temps de séjour dans l'ouvrage est court (une dizaine de minutes environ).

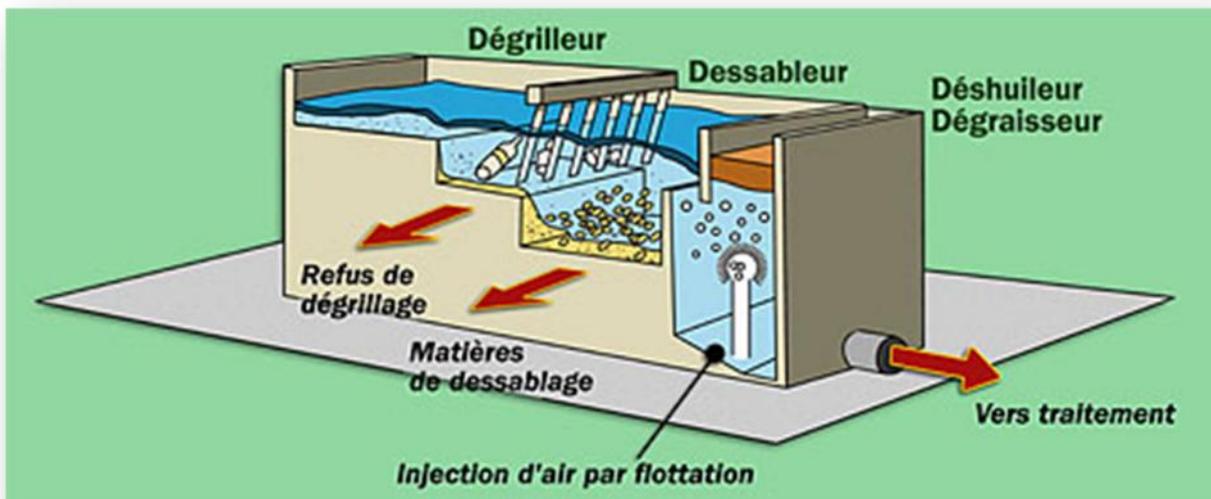


Figure VI.6 : Schéma type d'une filière de prétraitements.

IV-3-2. Les traitements primaires

Le traitement "primaire" fait appel à des procédés physiques, avec décantation plus ou moins aboutie, éventuellement assortie de procédés physico-chimiques, tels que la coagulation-floculation.

Ces traitements éliminent 50 à 60 % des matières en suspension, mais ne suffisent généralement plus pour satisfaire les exigences épuratoires de la réglementation actuelle. Avec coagulation et floculation dans des décanteurs lamellaires, on peut éliminer jusqu'à 70 % des MES.

- La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond de l'ouvrage pour former les "boues primaires". Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage. (MEZHOUD, 2008)

L'utilisation d'un décanteur lamellaire permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère donc le processus de dépôt des particules. Une décantation lamellaire permet d'éliminer plus de 70 % des matières en suspension et diminue de plus de 30 % la DCO et la DBO.

La décantation est encore plus performante lorsqu'elle s'accompagne d'une floculation préalable. La coagulation-floculation permet d'éliminer jusqu'à 90 % des matières en suspension et 75 % de la DBO. Cette technique comporte une première phase d'adjonction d'un réactif, qui provoque l'agglomération des particules en suspension, puis une accélération de leur chute au fond de l'ouvrage. Les amas de solides ainsi obtenus sont appelés "flocs".

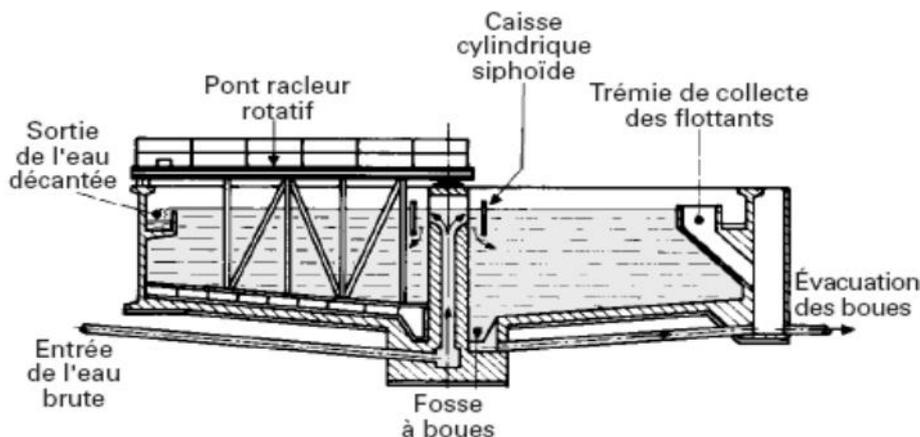


Figure IV .7 : Décanteur circulaire avec raclage de boues.

IV-3.3.Les traitements secondaires

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

On distingue deux types de traitement à savoir : un traitement physico-chimique et un traitement par voie biologique.

IV-3-3-1.Traitement physico-chimique :

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques ayant provoqué l'agglomération des matières en suspension (MES).

Ce procédé trouve son application dans le cas de rejet en mer, dans les communes à fortes variations saisonnières de population, en zone de montagne et pour le traitement spécifique d'effluents industriel (présence des matières toxiques). Le traitement se déroule en 4 phases

a)-Coagulation :

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

Le processus de coagulation implique d'ajouter du fer ou de l'aluminium à l'eau comme du sulfate d'aluminium, sulfate ferrique, chlorure ferrique ou des polymères. Ces produits chimiques s'appellent des coagulants et ont une charge positive. La charge positive du coagulant neutralise la charge négative des particules dissoutes et suspendues

dans l'eau.



Figure IV .8 : Essai de coagulation dans une usine de traitement.(site web)

b)-Floculation :

Après la coagulation c'est la floculation ; elle va permettre grâce à l'ajout d'une solution de floculant (en général un polymère) une agglomération des particules colloïdales, cette étape va permettre la favorisation de la décantation

Ensemble coagulation –floculation permettra une clarification plus facile en ce qui concerne l'élimination des particules en suspension de très petite taille. (**HADJRABAH, 2005**)

c)-Neutralisation :

Elle 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.

d)- Décantation :

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

Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement.

VI-3-3-1-1.Les avantages et les inconvénients du traitement physico chimique:

➤ Les avantages:

- Réponse immédiate aux variations de charge;
- Capacité des installations,
- Meilleure intégration au site.
- Bonne élimination de la pollution toxique.
- Déphosphatation simultanée.

➤ Les inconvénients:

- Plus grande quantité de boues produites ;
- Le coût élevé occasionné par les réactifs ;
- Rendement d'épuration inférieur à l'épuration biologique ;
- Risque de coloration (sels de fer sur eaux septiques).

IV-3-3-2.Traitement biologique

Il permet la réduction de la pollution dissoute par l'action d'une masse bactérienne soit en suspension (culture libre), soit fixée sur un support (culture fixée).

Les procédés d'épuration biologiques sont utilisés lorsque les éléments à éliminer sont sous forme soluble ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégés par les prétraitements et traitements physiques sauf au prix d'un conditionnement physico-chimique complémentaire. Ils permettent de faire passer les éléments présents sous formes soluble ou colloïdales en éléments floculables et de constituer des agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses. La dégradation biologique s'accomplit en deux phases simultanées.

- ◆ Une phase d'adsorption, très rapide, au cours de laquelle les substances organiques s'absorbent sur la membrane extérieure des cellules.
- ◆ Une phase d'oxydation, plus lente, au cours de laquelle a lieu l'oxydation des matières organiques en produits de décomposition tels que CO_2 et H_2O . (GAÏD, 1984)

Les principales techniques de l'épuration biologique sont :

✚ Les procédés intensifs

- les boues activées
- les lits bactériens
- les disques biologiques

✚ Les procédés extensifs

- Le lagunage
- L'épandage

A. Les procédés biologiques extensifs ou naturels

A-1. Le lagunage

Le lagunage est un procédé d'épuration qui consiste à faire circuler des effluents dans une série de bassins pendant un temps suffisamment long pour réaliser les processus naturels de l'autoépuration. Il est pratiqué dans les régions très ensoleillées,

Chapitre IV : Les procédés d'épuration des eaux usées

dans des bassins de faible profondeur.

Le principe général consiste à recréer, dans des bassins, des chaînes alimentaires aquatiques (Figure 1).

Le rayonnement solaire est la source d'énergie qui permet la production de matières vivantes par les chaînes trophiques. Les substances nutritives sont apportées par l'effluent alors que les végétaux sont les producteurs du système en matière consommables et en oxygène.

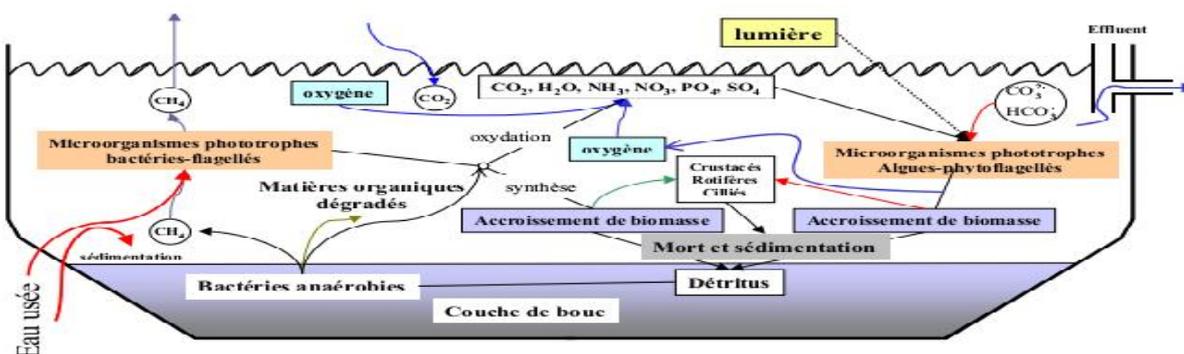


Figure IV.9 : cycles biologiques d'une lagune.

Ce procédé simple demande des surfaces importantes car les temps de réactions sont très longs. Pour que le lagunage s'effectue dans les meilleures conditions d'aérobiose, tout en évitant les odeurs et la prolifération des insectes, il faut prévoir une décantation primaire des effluents. On empêche, ainsi, un colmatage rapide des bassins.

Sous le terme "lagunage" sont généralement inclus :

A-2. L'épandage :

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

Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent à travers le sol peuvent présenter. Un certain nombre de risques tels que : l'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et le risque de colmatage des sols.

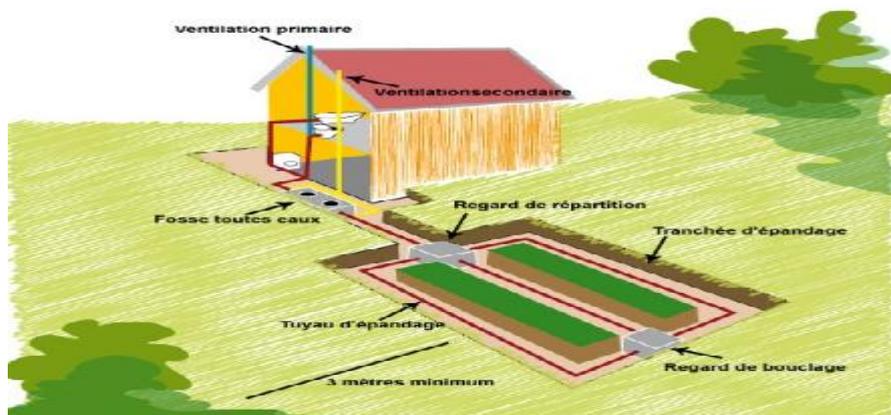


Figure IV.10: Schéma de principe d'une installation d'assainissement autonome

Avec tranchées d'épandage.

B. Les procédés biologiques intensifs:

Le but de ces procédés, est de décomposer de façon biochimique par oxydation les matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés mécaniques des eaux usées.

Ils permettent la réduction de la pollution dissoute par l'action d'une masse bactérienne soit :

B.1) fixée sur un support (culture fixée) ;

B.2) en suspension (culture libre).

B.1) Les procédés à culture fixée

B-1-1. Les lits bactériens

Les procédés biologiques d'épuration par lits bactériens s'inspirent des procédés d'épuration naturelle par le sol où la faune et la flore jouent le rôle d'épurateurs et le sol le rôle de filtre.

Les lits bactériens sont des ouvrages en béton, de forme généralement cylindrique. Garnit d'un matériau inerte sur lequel fait ruisseler l'effluent à traiter toujours pré décanté.

L'aération du lit bactérien se fait par sous tirage naturel, si cela s'avère insuffisant, on procède alors à une injection éventuelle d'air comprimé (sous pression). Un fonctionnement correct exige que le bio film soit complètement aéré, ce qui permet, le développement d'une flore bactérienne aérobie.

Les produits de la dégradation biologiques sont CO_2 , NO_3^- , NO_2^- . L'évacuation de l'eau se fait par le font pour éviter le noyage d'un massif filtrant.

Les propriétés de ce matériau sont :

- ✓ Grande surface spécifique.
- ✓ Bonne perméabilité à l'air et à l'eau.
- ✓ Résistance à la corrosion et l'encrassement.

➤ Classification des lits bactériens :

Les lits bactériens sont définis par leur charge organique c'est-à-dire par la qualité journalière de matières organiques admise par m^3 de matériaux. On distingue :

- les faibles charges jusqu'à $0,4 \text{ Kg de DBO}_5/\text{m}^3.\text{j}$.
- les moyennes charges jusqu'à $0,8 \text{ Kg de DBO}_5/\text{m}^3.\text{j}$.
- les fortes charges supérieures à $0,8 \text{ Kg de DBO}_5/\text{m}^3.\text{j}$.

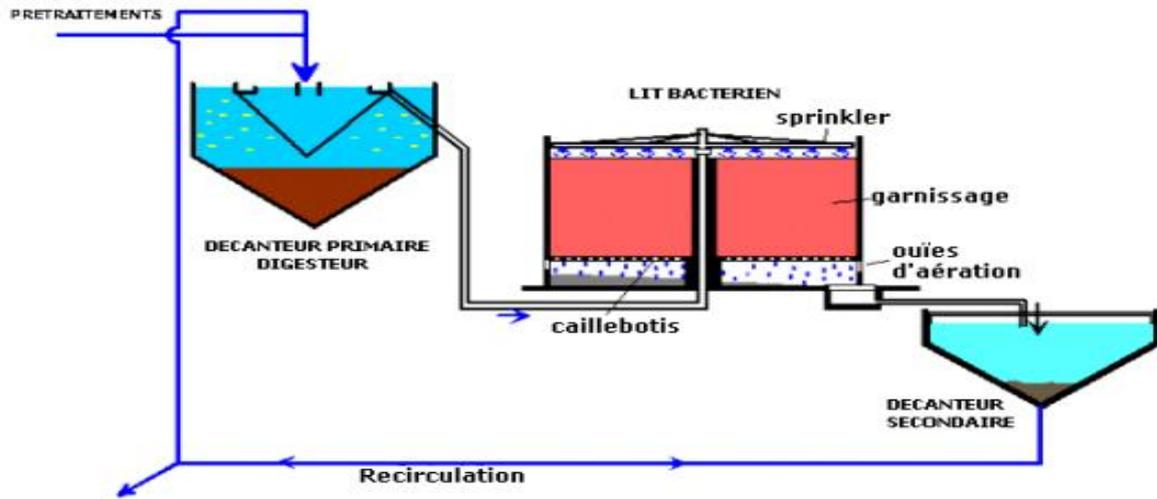


Figure VI .11 : Schémas type d'un lit bactérien.

B-1-2. Le disque biologique

L'eau usée, préalablement décantée, alimente un ouvrage dans lequel des disques fixés sur un axe sont mis en rotation à vitesse lente. Sur ces disques biologiques en plastique se développe alors un film bactérien. Lors de leur émergence, ces bactéries prélèvent l'oxygène nécessaire à leur respiration et lors de l'immersion, elles absorbent la pollution dissoute dont elles se nourrissent. . (Commission Européenne, 2001)

Dès que le film biologique dépasse une épaisseur de quelques millimètres, il se détache et est entraîné vers le décanteur final où il est séparé de l'eau épurée. Les boues ainsi piégées sont renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour y être stockées et digérées.

✓ Les performances de ce procédé sont liées à :

- La profondeur d'immersion des disques (généralement 2 m)

- La vitesse de rotation de l'arbre qui doit être optimale pour permettre une aération et

- une fixation des bactéries convenable

- La température qui doit être comprise entre 15 et 29°C

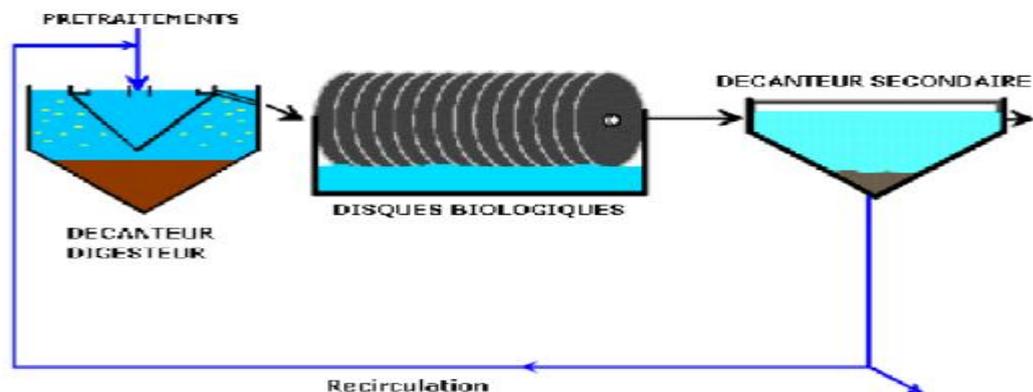


Figure IV.12 : Schémas type d'un disque biologique.

B.1) procédés à culture libre

B-1. Les boues activées

C'est le procédé actuellement le plus répandu pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines. Réservé jusqu'à ces dernières années pour le traitement des rejets des grandes et moyennes agglomérations, il est maintenant appliqué de manière générale, même pour les très petites communautés de 50 à 100 Equivalents-habitants grâce à l'application des procédés à très faible charge et à la stabilisation aérobie des boues.

L'épuration biologique des eaux résiduaires par le procédé "boues activées" est principalement basée sur l'activité métabolique de cultures bactériennes maintenues en suspension en état aérobie dans le bassin d'aération alimenté par l'eau à épurer.

L'efficacité et la fiabilité de l'épuration restent étroitement dépendantes du bon déroulement de la phase de décantation, celle-ci constituant, en effet, le dernier maillon de la chaîne de traitement avant rejet au milieu naturel.

La séparation boue - eau traitée par sédimentation est assurée par le décanteur secondaire ou clarificateur placé à l'aval du bassin d'aération

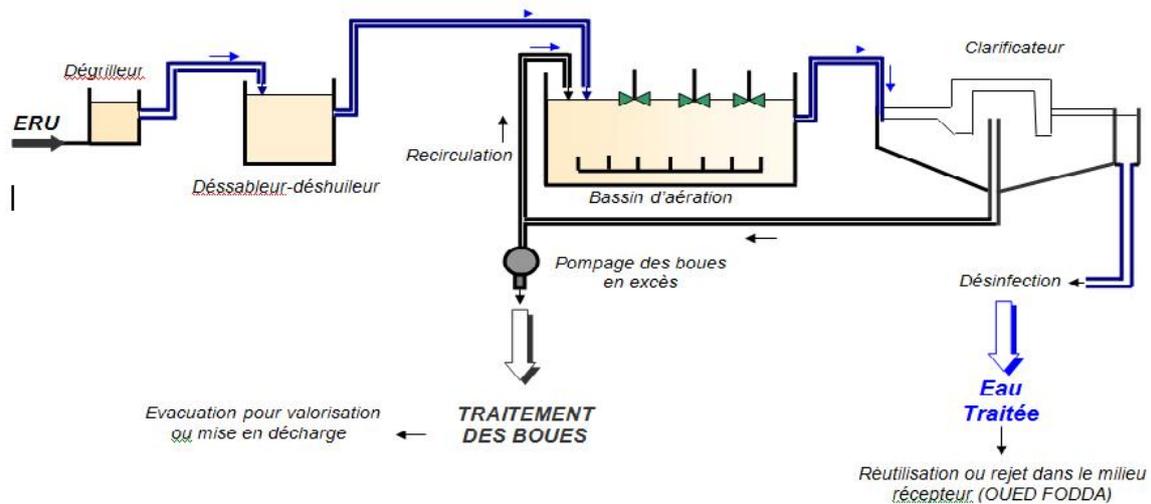


Figure IV.13: Schéma du procédé de traitement par boues activées.

IV -4.Comparaison entre les variantes d'épuration

Parmi les étapes d'épuration des eaux usées urbaines, les prétraitements sont communs à toutes les stations, mais les variantes du traitement biologique et le traitement des boues varient selon la charge et le type de procédé. Donc la comparaison ne se fera que sur la partie du traitement biologique.

Chapitre IV : Les procédés d'épuration des eaux usées

IV -4-1. Le lagunage

Tableau IV.2: Avantages et inconvénients de la procède d'épuration par lagunage .

	Avantages	Inconvénients
Lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> - Adapté aux petites collectivités et aux terrains peu chers et imperméables ; <li style="padding-left: 20px;">Bonne élimination de la charge organique et des germes pathogènes ; - Conserve son potentiel de traitement presque à tout débit, c'est à dire supporte de forte variations de charges ; - Bon rendement d'élimination sur les nutriments (azote global et phosphore total) ; - Les boues sont bien minéralisées donc quantité moindre ; - Coût modéré des installations et peu de risque de panne ; - Procédé rustique, absence d'électromécaniques ; - Possibilité d'utilisation de l'effluent sortant en irrigation ; - Bonne intégration dans le paysage. 	<ul style="list-style-type: none"> - Emprise au sol importante (coût du terrain) ; - Influence saisonnière marquée sur les abattements en azote et phosphore ; - Possibilité des rejets importants d'algues avec de fort débit ; - Performance variable selon les saisons (très faible en hiver) ; - Il s'agit d'une épuration lente et sensible aux variations de la température ; - Dégagement d'odeurs nauséabondes lorsque la charge est forte (nécessite alors de placer des aérateurs) ; - Conduit au développement d'insectes (mouches, moustiques....) ; - Elimination moyenne de la matière organique ; - Contraintes d'exploitations ponctuelles lourdes (Curage).
Lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> - Tolérant aux variations de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; - Tolérant aux effluents très concentrés ; - Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments ; - Traitement conjoint d'effluents domestiques et industriels biodégradables ; - Bonne intégration paysagère ; - Boues stabilisées ; - Curage des boues tous les deux ans. 	<ul style="list-style-type: none"> - Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; - Nécessité de matériels électromécaniques requérant un entretien spécifique ; - Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ; - Forte consommation énergétique.

Chapitre IV : Les procédés d'épuration des eaux usées

IV -4-2. L'épandage

Tableau IV.3: Avantages et inconvénients de la procède d'épuration par l'épandage.

	Avantages	Inconvénients
L'épandage	<ul style="list-style-type: none">-Utilisé pour la revalorisation des sols et pour la recharge des nappes.- enrichissement du sol par les éléments nutritifs.	<ul style="list-style-type: none">- Nécessite une surface importante.- Risque de contamination des nappes aquifères.- Risque de colmatage de sol.-Dispersion de germes pathogène-Procédé non utilisé en période pluvieuse

IV -4-3. Les lits bactériens

Tableau IV.4: Avantages et inconvénients de la procède d'épuration par Les lits bactériens.

	Avantages	Inconvénients
lits bactériens	<ul style="list-style-type: none">- Faible entretien- Exploitation facile- Economie d'énergie- Résister aux variations de charges	<ul style="list-style-type: none">-Sensible au colmatage-Décantation primaire indispensable-Sensible au froid-Développement d'odeur-Investissements coûteux

IV -4-4. Le disque biologique

Tableau IV.5: Avantages et inconvénients de la procède d'épuration par Le disque biologique.

	Avantages	Inconvénients
Le disque biologique	<ul style="list-style-type: none">- .Aération naturelle- Exploitation facile- Insensible aux brusques variations de PH- Absence de recyclage- Faible demande	<ul style="list-style-type: none">-Construction et entretien difficile- Sensible aux huiles et graisse- Sensible à l'apport brutal des matières toxiques- Réservé à la pollution biodégradable- S'emploie pour de petites stations (10000 hab.)

Chapitre IV : Les procédés d'épuration des eaux usées

IV -4-5. boues activées

Tableau IV.6: Avantages et inconvénients des différents procédés :

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	<ul style="list-style-type: none">-Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées.-Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution.	<ul style="list-style-type: none">-Coût d'investissement assez important.-Consommation énergétique importante.-La nitrification est incomplète ou difficile.-Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.
Moyenne charge	<ul style="list-style-type: none">- La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible.-Prend un espace moyen dans le terrain-Pour toute taille de collectivité.	<ul style="list-style-type: none">-Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière.-Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser.
Faible charge	<ul style="list-style-type: none">-Assure une bonne élimination de DBO5-Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante.-L'exploitation de telles stations est très simplifiée.Prend un petit espace dans le terrain.	<ul style="list-style-type: none">-Le temps de séjour dans le bassin.-Investissement coûteux.-Le bassin d'aération, plus largement dimensionné.-Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

IV -5. Traitement tertiaire

A l'issue du traitement secondaire, l'eau traitée est parfois directement rejetée en milieu naturel. Autrement, elle subit un troisième niveau de traitement lorsque les eaux usées traitées sont rejetées dans une zone sensible ou destinées à usage particulier (zone de baignade, prise d'eau pour l'adduction de l'eau potable à proximité, irrigation agricole, besoins urbains, usage industriel)

IV -5.1. Traitement de l'azote

IV -5.1.1. Origine de l'azote

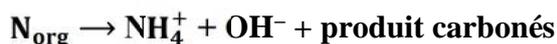
L'origine de l'azote présent dans les eaux résiduaires réside principalement dans l'hydrolyse des composés azotés des êtres vivants (urine) et du drainage des engrais utilisés dans l'agriculture. Par ailleurs, les eaux de cuisine véhiculent des protéines comportant des acides aminés et certains agents de surface (assouplissants) qui renferment dans leurs molécules des radicaux azotés.

IV -5.1.2. Mécanisme de l'élimination biologique de l'azote

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

a. L'ammonification :

L'azote organique se transforme dans les eaux usées en azote ammoniacal (NH_4^+) réalisé par les bactéries d'après la réaction suivantes :



b. L'assimilation

Transformation de la matière azotée minérale ou organique présentes dans les eaux en matières vivantes (biomasse épuratrice)

c. La nitrification

C'est l'oxydation de l'azote ammoniacal en nitrite puis en nitrate. Elle s'effectue en deux stades par des micro-organismes autotrophes :

- oxydation de NH_4^+ en NO_2^- : nitritation est l'œuvre essentiellement des germes Nitrosomonas
- oxydation de NO_2^- en NO_3^- : (nitratation) les bactéries responsables de cette deuxième réaction, appartiennent principalement au genre Nitrobacter.

La réaction globale simplifiée de la nitrification peut s'écrire :



La nitrification n'est possible que si l'azote est présent au départ sous forme ammoniacale.

Du fait que le taux de croissance des hétérotrophes, responsables de l'oxydation de la pollution carbonée, est plus élevé que celui des nitrificateurs autotrophes, l'âge de la boue dans le système épurateur choisi a un effet déterminant sur la nitrification.

Dans des conditions de pH comprises entre 7,2 et 8 ; l'âge de boues minimal exprimé en jours pour démarrer une nitrification en boues activées, est lié à la température.

En dessous de 8°C, le démarrage de la nitrification est extrêmement aléatoire mais par contre, si la flore nitrifiante a pu être préalablement développée et implanté à des températures normales, le procédé de nitrification peut se maintenir à des températures très inférieures avec des rendements d'oxydation de l'azote ammoniacal diminués.

La nitrification demande des besoins en oxygène supplémentaires. Il faut fournir 4,6 mg d'oxygène par mg de N (NO_3^-) produit. (HOULI, 1990)

d. La dénitrification

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

La réduction se produit selon différentes réactions que l'on peut schématiser comme suit :



IV -5.2. Traitement du phosphore

IV -5.2.1. 1 Origine du phosphore

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

- ✓ du métabolisme humain : un homme excrète entre 1 et 2 grammes de P par jour. Il s'agit de l'apport principal en phosphore dans les cours d'eau.
- ✓ des produits lessiviels et de nettoyage : 1 à 2 grammes de P par jour et par habitation.
- ✓ des rejets industriels : les effluents d'industries agro-alimentaires, d'abattoirs, de laveries industrielles, d'industries de traitement de surface et d'industries chimiques spécialisées. Ils véhiculent une quantité de composés phosphorés à peu p équivalente à celle des eaux usées domestiques, pour des régions relativement urbanisées.
- ✓ les rejets agricoles ou d'origine naturelle sont retenus dans les sols et ne se retrouvent pas dans les eaux usées. Les eaux de surface peuvent éventuellement en contenir en raison de l'érosion et du ruissellement entraînant des particules de sol dans les cours d'eau. (HOULI, 1990)

On distingue deux types :

- **Le phosphore organique** : résidu de la matière vivante.
- **Le phosphore minéral** : essentiellement constitué d'orthophosphates (PO_4^{3-}) qui représente 50 % de la totalité contenue dans les eaux usées urbaines. Les orthophosphates constituent, au même titre que les nitrates, des agents fertilisants susceptibles de provoquer le phénomène d'eutrophisation.

IV -5.2.2. Mécanisme de l'élimination biologique du phosphore

L'élimination du phosphore, ou "déphosphatation", peut être réalisée par des voies physico- chimiques ou biologiques.

a. Traitements physico-chimiques

L'adjonction de réactifs, comme des sels de fer ou d'aluminium, permet d'obtenir une précipitation de phosphates insolubles et leur élimination par décantation. Ces techniques, les plus utilisées actuellement, éliminent entre 80 % et 90 % du phosphore, mais engendrent une importante production de boues. (HOULI, 1990)

b. La déphosphatation biologique

Le principe de la déphosphatation biologique consiste en une suraccumulation de phosphore dans la biomasse. Si des teneurs de 2 à 3 % en phosphore dans les boues sont obtenues sous des conditions normales et correspondent aux besoins des bactéries, le mécanisme de suraccumulation nécessite de placer la biomasse alternativement en phase anaérobie et aérobie.

- **En phase anaérobie**

Des bactéries à cétoènes anaérobies facultatives utilisent le carbone organique pour produire de l'acétate. Celui-ci est réutilisé par d'autres bactéries aérobies qui ne peuvent utiliser qu'une gamme de substrats plutôt limitées. Elles stockent celui-ci et l'énergie utilisée pour ce stockage provient de l'hydrolyse du polyphosphate ce qui explique la phase de relargage de phosphate dans le milieu. (HADJRABAH, 2004)

- **En phase aérobie**

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

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

Tout ce processus conduit à assurer une élimination du phosphore de l'ordre de 50 à 65 % dans les eaux à traiter. Cette limite impose qu'on envisage des solutions complémentaires où la part de phosphore restante sera précipitée par l'ajout d'un réactif. (HADJRABAH, 2004)

IV -6. Désinfection

La désinfection des effluents avant leur rejet dans l'environnement est censée garantir le maintien des usages du milieu récepteur tels que les zones de baignades et les élevages conchylicoles. La tendance à désinfecter les eaux résiduaires avant rejet s'est accrue en France depuis une dizaine d'années, notamment à cause de mauvais classements persistants de quelques plages où il est impossible de faire cesser les rejets. Tandis qu'en Algérie, la désinfection dans les stations d'épuration est de moins en moins employée.

IV -6.1. But de la désinfection

Le but de la désinfection des eaux usées épurées n'est pas d'éliminer totalement les micro- organismes des eaux résiduaires, mais de réduire le nombre de germes pathogènes à un niveau tel que le risque sanitaire devienne acceptable. Ce risque sanitaire est principalement dû aux virus entériques. C'est donc sur ces germes que doit prioritairement agir l'étape de désinfection. (Pierzo et Delattre, 2000)

IV -6.2. procédé de désinfection

➤ **Chloration**

La chloration est le procédé le plus employé en désinfection des eaux usées. Cette technique est cependant de plus en plus remise en cause. Un rapport a d'ailleurs montré le très mauvais état d'une grande partie des installations existantes sur le littoral Bas-Normand et les mauvais résultats de désinfection en découlant.

Le chlore a une activité bactéricide prouvée, mais en réalité assez complexe à optimiser. De plus, la formation de sous-produits toxiques à action rémanente dans

l'environnement ainsi que les risques liés au transport, au stockage et à la manipulation du produit remettent en cause l'utilisation de cette technique de désinfection. Enfin, l'efficacité du chlore vis-à-vis des virus n'est pas bien établie.

➤ Principe du traitement

Lors du traitement de chloration, le chlore peut être utilisé sous forme de chlore gazeux (stocké en phase liquide en bouteille ou en tank), ou en solutions concentrées d'hypochlorite de sodium (eau de Javel à 48° chlorométrique). La même filière de traitement est mise en œuvre pour les deux désinfectants :

- ✓ Bassin de mélange équipé d'un dispositif d'injection et d'homogénéisation,
- ✓ Dispositif de contact,
- ✓ Régulation de la dose de désinfectant en fonction des besoins,
- ✓ Déchloration.

Dans la réalité, le dispositif est différent d'une station à l'autre, et les stations ne sont pas toujours équipées d'un bassin de mélange, ou d'une déchloration. De nombreux schémas existent, pouvant être parfois très rudimentaires.

IV -7. Choix de la variante d'épuration

En se basant sur les critères techniques et économiques pour le choix d'une variante d'épuration, nous pouvons conclure ce qui suit :

Les procédés d'épuration par **lits bactériens** et **disques biologiques** ne peuvent pas s'envisager pour les raisons suivantes :

- Ils n'ont pas de pratique en Algérie,
- Problèmes techniques liés à la sensibilité aux variations climatiques et au colmatage,
- Généralement adaptés pour les petites collectivités.

➤ Lagunage

Cette variante présente le coût économique le plus intéressant comparativement au procédé par boues activées. Néanmoins, vu l'importante surface qu'il exige, cette technique ne peut pas être envisagée pour épurer les eaux usées de OUED FODDA.

➤ Boues activées

Cette variante présente les avantages techniques suivants :

- Une performance épuratoire très élevée ;
- Surface nécessaire bien moindre par rapport au lagunage ;
- 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).

Conclusion :

L'intérêt porté à l'assainissement et la réalisation d'ouvrage d'épuration vise la dépollution des eaux usées et la protection du milieu naturel.

Différentes procédés sont mis en œuvre, mais l'épuration biologique reste la prédominante ; la procédé par boue activées est généralisé car c'est le plus économique que ce soit en mis en œuvre ou en exploitation.

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

En conclusion, on peut dire que la technique d'épuration par boues activées est la meilleure solution pour traiter les eaux usées d'OUED FODDA.

L'avantage que peut apporter ce procédé est la simplicité de son exploitation. Les boues ne sont pas fermentescibles et pouvant être reçues sans nuisance lors de la déshydratation.

Chapitre **V**

Procédé d'épuration
par boues activées

Introduction

Le procédé par boues activées est un procédé relativement récent ; il est mis au point en 1914 à Manchester. Comportent essentiellement une phase de mise en contact de l'eau à épurer avec un floc bactérien en présence d'oxygène suivie par une phase de séparation de ce floc (clarification).

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

V-1. Composants d'une unité biologique

Une station de traitement par boues activées comprend en plus du prétraitement et éventuellement du traitement primaire :

- 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 de l'eau épurée et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologiques récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organismes constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
- Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
- Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre les micro-organismes et la nourriture, d'éviter les dépôts, et de favoriser la diffusion de l'oxygène. L'installation d'une station d'épuration par boue activées comprend successivement (Figure V.1)

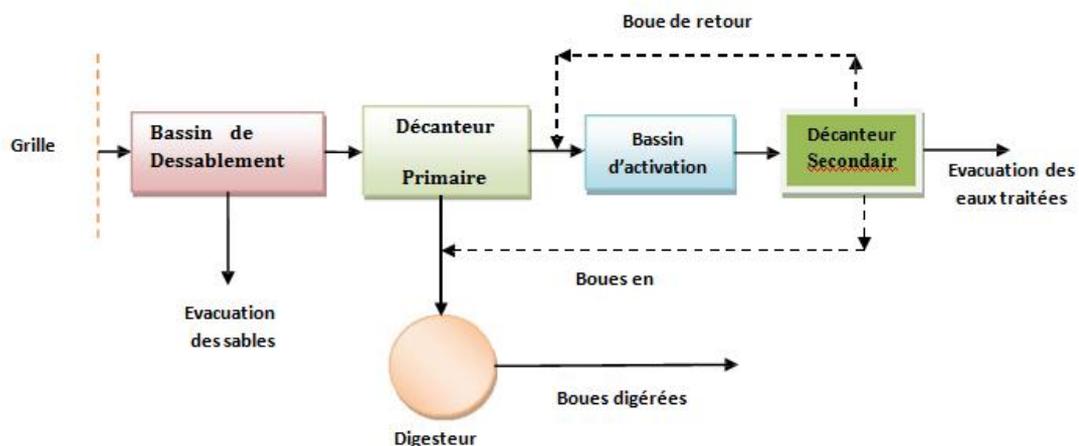


Figure V.1: schéma d'une station de traitement par boues activées. (Edeline, 1996)

V-1-1. Bassin d'aération :

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

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

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

Ce procédé présente plusieurs avantages :

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



Figure V.2 Bassin d'aération (photo pris de la step de chlef).

V-1-2. Clarificateur :

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

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

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

Il est d'autre part nécessaire de diminuer le plus possible le temps de séjour de ces boues en décantation et ce, afin d'éviter les phénomènes d'anaérobiose.

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

- Système à bassins séparés : la décantation et l'aération seront alors dans deux bassins distincts ;
- Système combiné : les phases de décantation et d'aération ont lieu dans le même ouvrage.



Figure V.3 : décanteurs secondaires(Clarificateur) (photo pris de la step de chlef)..

V-2. Paramètres de fonctionnement en boues activées:

Le procédé par boues activées admet de nombreuses variantes que l'on peut classer en fonction :

- de la charge massique
- des particularités techniques (écoulement, aération)

V-2-1. La charge massique (Cm) :

La charge massique biologique représente approximativement le rapport entre la masse journalière en **DBO₅** à traiter et la masse des bactéries épuratrices présente dans le bassin d'aération. (**Office international de l'eau, 2005**)

C'est une caractéristique très importante du fait qu'elle :

- agit sur la décantabilité des boues
- intervient dans la minéralisation des boues et le rendement d'épuration

La pollution est mesurée en kg DBO₅ et la quantité de bactéries est estimée par certains auteurs à la quantité de matières volatiles sèches (MVS) présente dans le bassin d'aérations, et par d'autres à la quantité de matière en suspension (MES).

Elle est déterminée par le rapport suivant :

$$C_m = \frac{\text{Pollution journalière (DBO}_5\text{)}}{\text{Biomasse présente (MES)}} \dots \dots \dots \text{(IV. 1)}$$

Ou :

$$C_m = \frac{\text{Débit (Q) x [DBO}_5\text{]}}{\text{Volume du bassin d'aération x [MVS]}_{BA}} \dots \dots \dots \text{(IV. 2)}$$

Avec :

- Q : Débit journalier (m³.j⁻¹) entrant dans le bassin d'aération.
- [DBO₅] : Concentration moyenne (kg.m⁻³) en DBO₅ de l'influent à l'entrée du bassin d'aération.
- V_{BA} : Volume (m³) du bassin d'aération.
- [MVS]_{BA} : Concentration en (kg.m⁻³) en MVS des boues dans le bassin d'aération.

V-2-2. La charge volumique :

La charge volumique représente la qualité de pollution introduite par jour, rapportée au mètre cube du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume du bassin d'aération et n'a toutefois aucune signification biologique.

Elle est déterminée par :

$$C_v = \frac{\text{Pollution journalière (DBO}_5\text{)}}{\text{Volume du bassin d'aération}} \dots \dots \dots \text{(IV. 3)}$$

Ou :

$$C_m = \frac{\text{Débit (Q) x [DBO}_5\text{]}}{V} \dots \dots \dots \text{(IV. 4)}$$

Avec :

- Q : Débit journalier (m³.j⁻¹) d'eau brute alimentant l'étage biologique.
- [DBO₅] : Concentration (kg.m⁻³) en DBO₅ dans l'influent du réacteur biologique.

- V_{BA} : Volume (m^3) du bassin d'aération.
- C_v/C_m = concentration des MVS dans le bassin

V-2-3. Age des boues

L'âge des boues A_b est le rapport entre la masse de boues présentes dans le réacteur et la masse journalière de boues extraites.

En plus de la charge massique appliquée, l'âge des boues constitue le paramètre fondamental à prendre en compte lors de dimensionnement des stations d'épuration.

(Office international de l'eau, 2005)

Il est calculé par :

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{X_a * V}{\Delta X} \dots \dots \dots (IV.5)$$

- X_a : concentration en biomasse.

Avec :

$$X_a = \frac{C_v}{C_m} \text{ (kg / m}^3\text{)} \dots \dots \dots (IV.6)$$

- X : la masse de boues extraites quotidiennement.
- V : le volume de l'aérateur.

On classe les systèmes d'épuration suivant la charge appliquée ; le tableau ci-dessous représente le classement des systèmes d'épuration. (GAÏD, 1984)

Tableau V.1 : classement des procédés par boues activées.

Appellation	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge
Charge massique $C_m = \text{kgDBO}_5 / \text{kgMVS.j}$	$0,4 < C_m < 1,2$	$0,15 < C_m < 0,4$	$C_m < 0,15$
			$C_m < 0,07$ (Aération prolongée)
Charge volumique $C_v = \text{kgDBO} / \text{m}^3.\text{j}$	$1,5 < C_v < 3$	$0,5 < C_v < 1,5$	$C_v < 0,4$
Age des boues en j	1,5 à 4	4 à 10	10 à 30
Rendement d'élimination de la DBO₅ sur EUR	< 80 %	~ 80 à 90 % Nitrification possible aux températures élevées	90 % Nitrification possible

V-2-4. Indice de Mohlman

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

$$I_M = v/m \dots \dots \dots (IV.7)$$

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

- ✓ Si I_M inférieur à 50 ml/g : mauvaise décantation ;
- ✓ Si I_M compris entre 80 ml/g et 150 ml/g : bonne décantation ;
- ✓ Si I_M supérieur à 150 ml/g : très mauvaise décantation. (GAÏD, 1984)

V-3. Les variantes du procédé par boues activées

V-3-1. Avantages et inconvénients du procédé d'épuration par boues activée

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration, il faut choisir un de ces Procédés en prenant en considération leurs avantages et inconvénients qui sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés.

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	<ul style="list-style-type: none"> - Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ; - Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût d'investissement assez important ; - Consommation énergétique importante ; - La nitrification est incomplète ou difficile ; - Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.
Moyenne charge	<ul style="list-style-type: none"> - La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; - Prend un espace moyen dans le terrain - Pour toute taille de collectivité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité de la boue pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> - Assure une bonne élimination de DBO_5 - 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.

V-4. Facteur influant l'épuration par boues activées

V-4-1. Effet de température

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

V-4-2. Effet du pH

Les systèmes biologiques tolèrent une gamme de pH allant de 5 à 9 avec une zone optimale de 6 à 8.

V-4-3. Effet de quelques toxiques

La nature des toxiques est souvent d'origine métallique. La présence dans l'effluent à traiter de ces substances toxiques se traduira par une inhibition partielle ou totale de l'activité des micro-organismes.

Le tableau suivant résume quelques concentrations d'ions métalliques qui réduisent l'efficacité du traitement biologique par boues activées.

Tableau V.3: Concentrations d'ions métalliques qui réduisent l'efficacité du traitement biologique par boues activées.

Métal	concentration du métal dans l'effluent (mg/l)
Cu	1 - 2
Ni	1 - 4
Zn	3 - 10
Cr	5 - 15
Pb	5 - 15
Hg	0,5 - 2
Al	2 - 5

V-5. Besoins en nutriments

Pour la dégradation de pollution ; Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée répondant à une formule globale voisine de leur composition ($C_7H_9NO_3$ et $C_7H_9NO_2$). Pour une eau usée domestique, l'alimentation fournie est équilibrée, par contre, les eaux industrielles, sont pauvres en azote et en phosphore.

Dans une station à boues activées, les rapports suivant doivent être respectés :

$DBO_5/N=20$.

$DBO_5/p=100$.

$DBO_5/N/p=100$ à $150/5/1$. (ROGER, 1990)

V-6. Consommation en oxygène

Les matières organiques contenues dans l'effluent en présence d'une suspension bactérienne dense en milieu oxygéné peuvent être:

- assimilées et transformées en matière cellulaire (anabolisme)
- dégradées par oxydation pour fournir de l'énergie nécessaire à aux synthèses cellulaires (catabolisme).
- absorbées et stockées par les cellules en cas d'une alimentation surabondantes.

La consommation d'oxygène dans l'unité de temps (notée qO_2) peut être donnée sous forme d'une somme de deux termes, proportionnels l'un à la pollution dégradé, et le seconde la respiration endogène

Poids. $O_2 = a' \cdot \text{Poids } DBO_5 \text{ éliminée} + b \cdot \text{Poids matières volatiles}$

D'où : $qO_2 = a' \cdot L_e + b' \cdot X_a$(IV.8)

Avec :

- ✓ qO_2 : exprimé en kg/j.
- ✓ L_e : DBO_5 éliminée exprimée en kg/j.
- ✓ X_a : masse totale de boue présente dans l'aérateur exprimé en kg
- ✓ a' : la fraction de pollution transformée en énergie de synthèse au cours de l'épuration. C'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir de 20g de pollution. Sa valeur est comprise entre 0,5 et 0,6 kg O_2 /kg $DBO_5 \cdot j$.
- ✓ b' : coefficient lié à la respiration endogène. ($b'=0,01-0,07$ kg O_2 /kg MVS.j).

V-7. principe d'épuration par boue activée

Le procédé consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocon dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) et alimenté en eau à épurer, prétraitée et ayant subi éventuellement un traitement primaire.

Le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange du floc bactérien et de l'eau usée (liqueur mixte).

L'aération qui peut se faire à partir de l'air ou d'un gaz enrichi en oxygène, a pour but de dissoudre l'oxygène dans la liqueur mixte afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies. Après un certain temps de contact suffisant, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur appelé parfois décanteur secondaire destiné à séparer l'eau épurée des boues. Ces dernières sont en partie recyclées dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en bactéries épuratrices et l'excédent (boues en excès) est évacué vers le traitement des boues.

V.8. Evaluation de la DBO et de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération

Si on insuffle de l'air dans une eau usée urbaine décantée qui contient naturellement une population microbienne variée, on assiste à une évolution progressive de la masse totale des micro-organismes qui croit, se stabilise puis décroît tandis que la DBO de l'effluent diminue d'une façon continue mais à un rythme variable. Une analyse plus poussée du phénomène permet de distinguer quatre phases principales comme le schéma ci-après le montre (GAÏD, 1984)

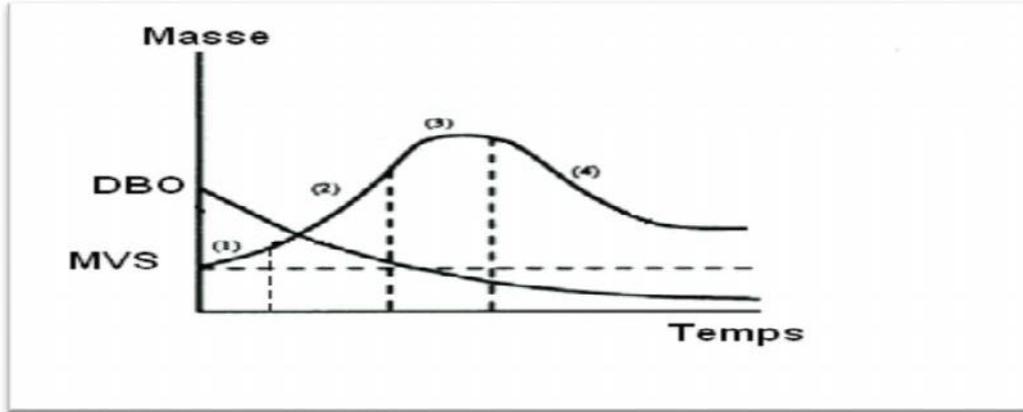


Figure V.4 : développement d'une culture bactérienne

❖ **phase N°1** :(croissance rapide) le milieu riche en nourriture permet un développement rapide des bactéries. La DBO diminue rapidement, la consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne.

La masse des matières volatiles en suspension (MVS) augmente (car elle est retenue par les flocons bactériens).

La phase de croissance de la masse bactérienne en présence d'un substrat dans un milieu aéré, est décrite par une loi exponentielle de la forme :

$$X = X_0 \exp(\mu t) \dots \dots \dots (IV.9)$$

Dans laquelle :

- X = masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant t
- X₀ = masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant t=0
- μ = est le taux de croissance des bactéries ;

Comme une fraction de la pollution est convertie en nouvelles cellules, on peut admettre qu'après un temps de réaction Δt, la masse bactérienne passe de X₀ à X₁ tel que :

$$X_1 = X_0 + X \dots \dots \dots (IV.10)$$

On définit un rendement de croissance a_m = croissance totale / concentration du milieu

$$a_m = \Delta x / \Delta L \text{ soit: } \Delta x = a_m (l_0 - l_1) = a_m l_e \dots \dots \dots (IV.11)$$

Où :

- L_e : représente la pollution BDO éliminée pendant le temps Δt pour une croissance de

boues égales à Δx ; cette relation devient :

$$a_m(L_o - L) = X_o (\exp(\mu t) - 1) \dots \dots \dots (IV.12)$$

Ou encore :

$$\text{Log} (1 + a_m (L_o - L) / X_o) = \mu t \dots \dots \dots (IV.13)$$

C'est l'équation d'une droite qui peut conduire à calculer μ en portant $\text{Log} (1 + a_m (L_o - L) / X_o)$ en fonction de t . Ce terme est souvent interprété comme étant le temps nécessaire pour doubler la population bactérienne. Il est généralement utilisé pour le dimensionnement du bassin d'aération

- ❖ **Phase N° 2 : (croissance ralentie)** au cours de cette phase il y a un ralentissement de la croissance bactérienne dû à l'insuffisance de la nourriture ; on observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS.

Dans cette phase la nourriture devient un facteur limitant ; la vitesse d'oxydation de la DBO devient fonction de la concentration en DBO dans le milieu. On écrit alors :

$$-dL/dt = L * X * k \text{ ou encore } dL/L = -X * k * dt \dots \dots \dots (IV.14)$$

K est la croissance ralentie ; le signe (-) correspond à la disparition de la DBO,

Après intégration entre l'état final (caractérisé par L_f) et l'état initial (caractérisé par L_o) et en supposant une concentration moyenne en boues dans le bassin notée X_a , il vient :

$$\text{Log} (L_f / L_o) = -X_a * K * t \text{ ou encore } L_o = L_f \exp (X_a * k * t) \dots \dots \dots (IV.15)$$

En utilisant le développement en série de la fonction expo $\text{Exp} = 1 + x + x^2 / 2$; on peut écrire :

$$L_o / L_f = (1 / (1 + X_a * K * t)) \dots \dots \dots (IV.16)$$

- ❖ **Phase N°3 :** correspond à une phase **stationnaire**. Elle signifie qu'à ce moment les bactéries utilisent les réserves accumulées précédemment. Cette phase est marquée sur un appauvrissement du milieu en nourriture.
- ❖ **Phase N°4 :** (la phase **endogène** ou phase de **déclin**) dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organisme. C'est l'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO_2 , H_2O , N_2).

IV-9. Systèmes d'aération

Les systèmes d'aération équipant un bassin d'épuration biologique ont un double but :
 — apporter aux micro-organismes aérobies l'oxygène, généralement emprunté à l'air, dont ils ont besoin ;
 — provoquer une homogénéisation et un brassage suffisants de façon à assurer un contact renouvelé entre le milieu vivant, les éléments polluants et l'eau ainsi oxygénée.

V-9-1. Aérateurs de surface

L'aération de surface permet d'obtenir une aération et mélanger l'effluent par l'utilisation de pales ou d'aubes qui sont mises en rotation avec une certaine vitesse.

L'aérateur, qui tourne autour d'un axe vertical ou horizontal, est placé à la surface du liquide dans le bassin d'aération.

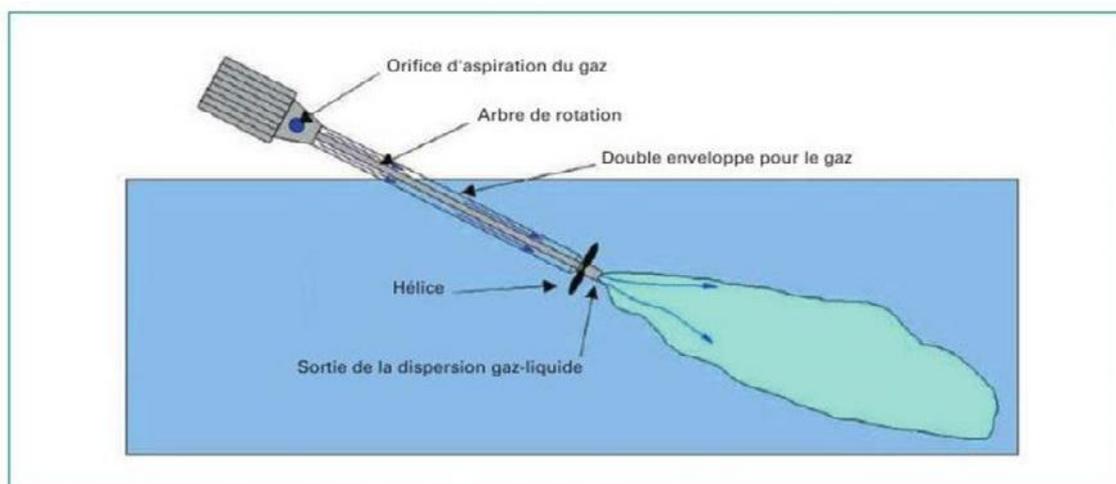


Figure V.5 : aérateur de surface (mfe yacine debiche step ain taghroute).

V-9-2. Aérateurs de fond

Ces aérateurs disposés au fond des bassins (figure IV-6) se composent généralement :

- d'un bloc moteur électro-submersible ;
- d'une chambre déprimogène circulaire composée d'un double plateau raccordée à un tube d'aspiration d'air. La partie supérieure de cette chambre est équipée d'une multitude de diffuseurs horizontaux disposés radialement sur le plateau ;
- d'une turbine qui assure à la fois le pompage de l'eau, l'aspiration d'air et le refoulement du mélange diphasique obtenu.

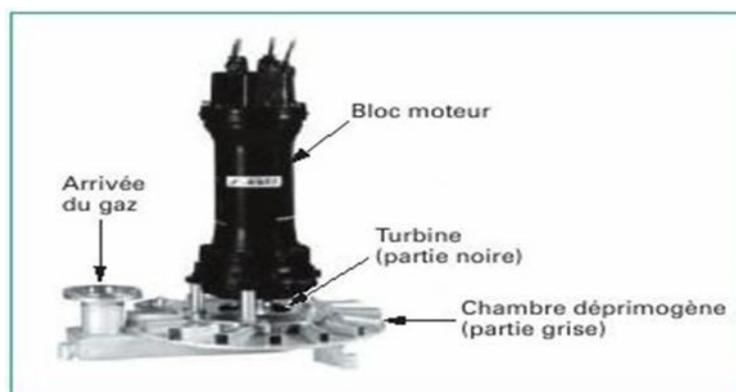


Figure V.6 : aérateur de fond (mfe yacine debiche step ain taghroute).

Conclusion

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

Chapitre **VI**

Traitement des boues

Introduction

Les boues résiduaire résultent des différentes étapes de traitement que subissent les eaux usées, et sont dans de nombreux cas, responsables de problèmes d'exploitation importants et de désordres graves.

La destination finale de ces boues doit faire l'objet d'une attention toute particulière lors de l'élaboration du projet de construction d'une station d'épuration.

Leur évacuation, devant satisfaire au respect de l'hygiène publique de l'environnement impose au préalable un traitement de « stabilisation », indispensable pour réduire la fraction organique fermentescible contenue dans ces boues.

Le choix de la destination des boues va permettre de déterminer les traitements complémentaires à mettre en œuvre : épaissement et déshydratation permettant la réduction de leur volume.

VI-1. Origine et caractéristiques des boues

VI-1-1. Origine des boues résiduaire

Selon leur origine, les boues ont une composition différente qu'elles proviennent d'un traitement d'eau potable, d'un procédé physico-chimique ou biologique, d'une eau usée urbaine ou industrielle.

La nature de la boue est donc liée à la composition de l'effluent traité, et aussi aux techniques de traitement utilisées.

On peut distinguer les types de boues suivants :

A. Boues primaires

Résultent de la simple décantation des matières en suspension contenues dans les eaux usées brutes. Elles ne sont pas stabilisées.

Elles sont riches en matières minérales et contiennent des matières organiques susceptibles d'évolution. Elles présentent des concentrations élevées. Elles sont obtenues dans les décanteurs digesteurs ou dans les décanteurs primaires des stations d'épuration par boues activées. (ROGER, 1990)

B. Boues secondaires

Les boues secondaires sont issues du traitement biologique (boues activées, lit bactérien, disques biologiques,...).

Elles sont constituées essentiellement de corps bactériens.

C. Boues mixtes

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

D. Boues d'aération prolongée (cas fréquent en France)

Ce sont une variante des boues mixtes. Dans ce procédé, comme d'ailleurs en lagunage naturel et en lagunage aéré le traitement n'inclut pas d'étage de décantation primaire.

E. Boues physico-chimiques

Elles sont formées par l'agglomération des matières organiques particulières ou colloïdales contenues dans les eaux usées. Cette agglomération est obtenue grâce à l'addition d'un réactif coagulant, tel les sels de fer ou d'aluminium. 90% des MES peuvent ainsi être captées. Séparées par décantation, les boues obtenues renferment une part importante de sels minéraux issus des eaux brutes et de l'agent coagulant.(ROGER, 1990)



Figure VI.1 : La boue d'épuration.

VI-2.Caractéristiques d'une boue

VI-2-1. Siccité d'une boue

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

VI-2-2.Taux de Matières Volatiles Sèches

Les matières sèches (MS) sont composées de matières minérales (MM) et de matières organiques appelées matières volatiles sèches (MVS). La concentration des MVS est généralement exprimée en pourcentage par rapport aux MS : on parle de taux de MVS. Le contrôle de ce paramètre permet de suivre la stabilité de la boue.

VI-2-3.Consistance de la boue

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

Tableau VI.1 : Pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues. (ROGER, 1990)

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

VI-3. Traitement des boues

Les boues se présentent au départ sous forme liquide et avec une forte charge en matière organique hautement fermentescible. Ces deux caractéristiques sont gênantes quelle que soit la destination des boues et imposent la mise en place d'une filière de traitement, c'est-à-dire une suite organisée de procédés qui agissent de façon complémentaire.

La filière retenue devra intégrer plusieurs facteurs :

- La capacité de la station
- La nature des boues ;
- La fiabilité de la filière Vis-à-vis du devenir des boues ;
- L'impact des surnageant et des filtrats sur le fonctionnement de la station ;
- La surface disponible ;
- Les coûts d'investissement et d'exploitation.

VI-3-1. Les objectifs du traitement des boues :

Le traitement des boues urbaines a un triple but :

- Diminution de volume par élimination de l'eau ;
- Stabilisation par minéralisation de la matière organique ;
- Élimination des germes pathogènes.

VI-3-2. Filières de traitement de boues :

Le traitement imposé aux boues s'effectue d'une manière générale en plusieurs étapes, modulables selon la filière retenue :

Stabilisation biologique, chimique ou thermique ;

- Épaississement ;
- Conditionnement ;
- Déshydratation.

VI-3-2-1.Épaississement

L'épaississement est généralement la première étape du traitement des boues. C'est un procédé simple, consommant peu d'énergie. Il sert principalement à réduire le volume des boues brutes et constitue une étape préalable aux traitements suivants. Le taux de siccité obtenu peut atteindre jusqu'à 10% de matière sèche. Quelle que soit la technique utilisée, l'eau doit être recyclée en tête de STEP.

Diverses méthodes sont utilisées pour épaissir les boues :

- ❖ Epaississement gravitaire ;
- ❖ Epaississement dynamique.

VI-3-2-1-1.Principe de l'épaississement

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

Il présente divers avantages :

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

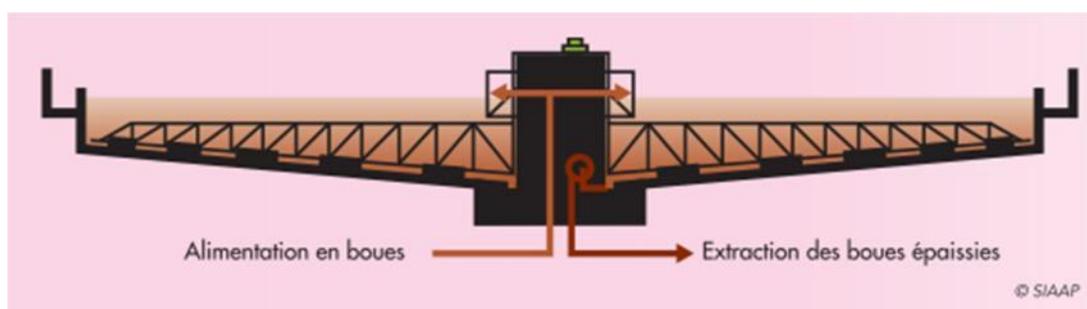


Figure VI.2: Epaississement statique gravitaire.

VI-3-2-2.Stabilisation

La stabilité des boues est obtenue, lorsque les matières organiques contenues dans les boues n'évoluent plus en dégageant par exemple, des odeurs émanant du processus de fermentation.

Il suffit de contrôler cette phase par une diminution des matières organiques fermentescibles présentes dans les boues.

La stabilisation des boues a pour but de réduire leurs pouvoirs fermentescibles.

Les traitements de stabilisation utilisés sont de type biologique, chimique ou thermique.

VI-3-2-3.Déshydratation des boues

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

La déshydratation des boues est réalisée de deux manières :

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

VI-3-2-3-1. Déshydratations naturelle

A- Le lit de séchage

Le lit de séchage est composé d'une couche supérieure de sable de 10 cm (calibre 0,5 à 1,5 mm), et d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15 mm), et d'une couche inférieure de gros gravier (calibre 10 à 40 mm) reposant sur le bol imperméabilisé et soigneusement nivelé.

Des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés, avec une légère pente, dans la couche de base. Les boues épandues liquides sur une épaisseur de 15 à 30 cm perdent d'abord une partie de leur eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues. (HOULI, 1990)



Figure VI.5: Lits de séchage.

VI-3-2-3-2. Déshydratations mécanique

Les mécanismes principaux de la déshydratation mécanique sont:

- ✓ la filtration sous Vide.
- ✓ la filtration sous pression.
- ✓ les filtres à bande.

VI-4. Destination finale des boues

Aujourd'hui, il existe deux filières concernant la destination des boues qui sont :

VI-4-1. Principale filières

Les boues récupérées des STEP sont soit valorisées pour des fins agricoles ou énergétiques, ou bien éliminées.

VI-4-1-1. Valorisation organique

Il s'agit de la solution la moins onéreuse mais également la plus fragile en raison des difficultés liées à l'acceptation par le monde agricole de ces « déchets » devenus « produits ».

a. Epandage des boues

Malgré les coûts croissants de traitement des boues nécessaires à une valorisation agricole, l'épandage reste la filière la plus économique. Avant d'être épandues, les boues peuvent avoir subi un ou plusieurs traitements.

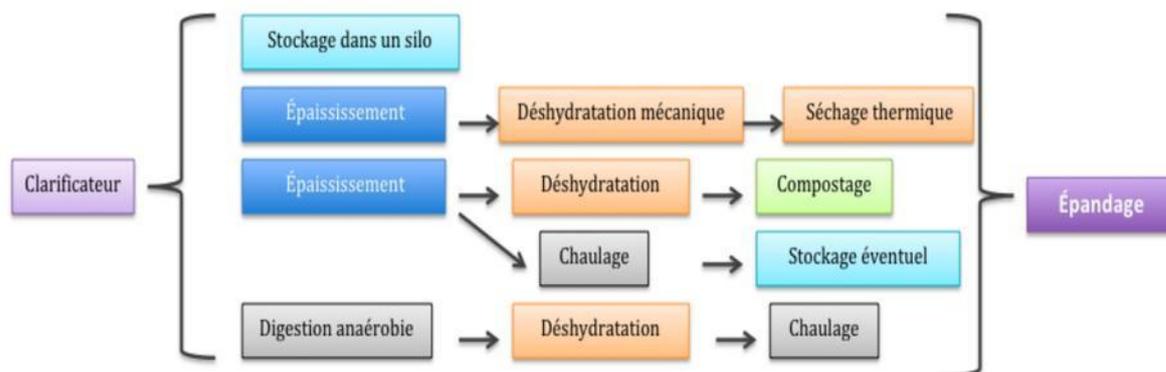


Figure VI.6 : Différentes étapes de traitement des boues avant épandage

Les boues traitées en vue d'un épandage peuvent être :

- ❖ Boues liquides : siccité 2 à 5 %, produites par les petites stations (200EH), elles ont subi un épaissement ou un stockage en silo.
- ❖ Boues pâteuses : siccité 15 à 25%, issues de la digestion biologique, correspondent à des STEP de taille moyenne (65 000 à 20 000 EH). Elles ont subi une déshydratation sur filtre à bande ou une centrifugation.
- ❖ Boues chaulées : siccité 25 à 30%, ce type peut être pâteux ou solide, produit par des STEP de taille moyenne à grande (20 000 à 100000 EH). Elles sont issues d'un chaulage après une déshydratation.
- ❖ Boues compostées : siccité 35 à 70%, issues d'un compostage des boues déshydratées.
- ❖ Boues solides : résultent d'un traitement par filtre presse ou d'un séchage thermique. Elles sont produites surtout par des grandes STEP (coût de production assez important).



Figure VI.7 : Epandage agricole

b. Valorisation sous forme de compost

Le compostage est d'abord un procédé de stabilisation de la matière organique puis un procédé de valorisation organique produisant un compost soumis aux mêmes contraintes réglementaires que l'épandage agricole.

La valorisation agricole après compostage est garantie en raison de la qualité du produit final, s'il est commercialisé, peut garantir la rentabilité de l'opération. (Houot, 2012)

VI-4-1-2. Valorisation énergétique

Après une première déshydratation, les boues sont incinérées dans un four spécifique ou peuvent être mélangées avec d'autres déchets tels que des déchets ménagers et traités dans des installations de traitement thermique de déchets non dangereux.

Un des procédés les plus connus est le four à lit de sable fluidisé. Les températures de combustion sont généralement comprises entre 850 et 900 °C. En sortie de réacteur, du sable chaud est mélangé aux boues, afin de créer une turbulence facilitant la combustion, puis il est réintroduit en bas du réacteur de fluidisation. Le principal intérêt de cette technique réside dans le fait que la combustion est auto-entretenue si les boues ont une siccité supérieure ou égale à 26%.

VI-4-1-3. Mise en décharge contrôlée

Elle consiste à enfouir les boues souvent mélangées avec les ordures ménagères selon les principales conditions (site étanche, compactage des résidus, récupération et traitement des jus de décharges,...). Afin d'éviter toute nuisance au niveau de stockage, les boues doivent être débarrassées des matières organiques fermentescibles.

De plus, pour réduire la production de lixiviats, et éviter une rapide saturation de la décharge, ne sont acceptées que les boues peu humides (humidité maximale de 70 %).

Remarque

La mise en décharge contrôlée de la boue nécessite des opérations préliminaires de stabilisation et de déshydratation poussée.

VI-4-2. Filières facultatives

Ce sont de nouvelles techniques de valorisation des boues, parmi ces techniques, on trouve :

VI-4-2-1. Combustion en cimenterie

Encore au stade expérimental en France, cette technique offre une possibilité d'élimination des boues d'épuration déshydratées ou séchées. En effet, les boues de siccité supérieure à 90 % ont un pouvoir calorifique important (de 10 à 12 MJ/kg). Elles peuvent donc être utilisées comme combustible et remplacer une partie de la consommation en énergie fossile. De plus, la chaleur produite par le processus peut être utilisée pour le séchage des boues. (AMORCE, 2012)

VI-4-2-2. Gazéification

La gazéification consiste à convertir à forte température (900-1100°C) une énergie contenue dans un matériau solide en un résidu inerte et un gaz calorifique valorisable ou d'électricité, avec des rendements énergétiques et un bilan environnemental favorables. Cependant, cette technique nécessite des boues préalablement séchées à 90 %, ce qui grève pour le moment le coût de cette solution alternative.

Le schéma suivant résume les différentes techniques de traitement des boues ainsi que leurs destinations. (AMORCE, 2012)

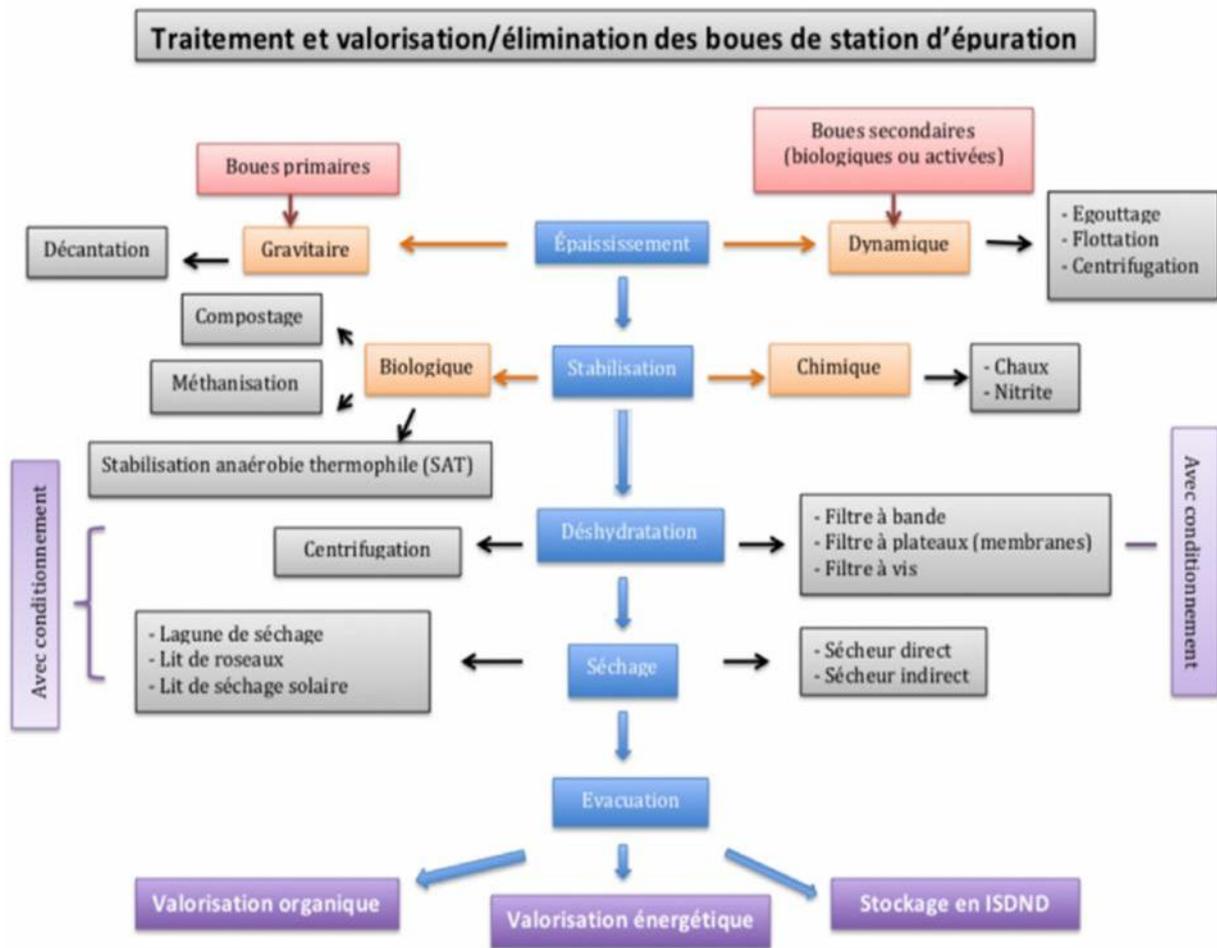


Figure VI.8 : Traitement et valorisation/élimination des boues de station d'épuration.

Conclusion

Le traitement des eaux usées conduit à la production de boues, qui contiennent des composés inertes et organiques, des polluants et des pathogènes. Un traitement adapté et performant de ces boues est donc indispensable pour maîtriser de façon globale l'assainissement des eaux usées.

Dans tous les cas, le choix de filières de valorisation ou d'élimination des boues produites doit prendre en compte l'existence et la pérennité des débouchés potentiels, notamment pour l'épandage, et essayer de mutualiser les équipements de traitement des déchets existant sur le territoire (plateforme de compostage, unité de valorisation énergétique à proximité,...).

Cependant, il faut également tenir compte des évolutions réglementaires, qui peuvent créer de nouvelles contraintes, ayant des impacts sur le coût de l'assainissement.

Chapitre **VII**

Dimensionnement de
la station

Introduction :

Pour pouvoir étudier un projet de réalisation d'une STEP ou proposer un procédé de traitement d'une eau usée, il faut au préalable disposer de certaines données de bases requises pour la conception et le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées telles que:

- Le nombre d'équivalent habitant (EH).
- Débit total journalier (m³/j).
- Débit moyen horaire (m³/h).
- Débits de pointe (m³/h).
- Charge polluant (DBO₅ et MES).

VII-1.Rappel des données fondamentales

Les eaux usées de la ville d'OUED FODDA sont issues d'un réseau d'assainissement unitaire.

La base de dimensionnement de la future station d'épuration a été fixée pour l'horizon 2030 et 2045.

VII-2.Capacité hydraulique de la station

Pour la détermination de la capacité hydraulique de la station d'épuration des eaux usées de la ville d'OUED FODDA nous tiendrons compte des hypothèses suivantes :

- ✓ La population à l'horizon d'étude : l'an 2030 et 2045
- ✓ Les réseaux d'assainissement achevés avec un taux de raccordement de la population équivalent à 100%
- ✓ Le rejet spécifique fixé à 120 l/hab/j
- ✓ Les eaux rejetées seront des eaux usées à prédominance urbaine

VII-3.Calculs de base pour le dimensionnement

VII-3-1. Estimation des débits :

La détermination des débits des eaux usées à traiter constitue une étape importante d'un projet de conception d'une station d'épuration car il s'agit d'un facteur de base servant à établir la capacité des ouvrages.

Le calcul des débits des eaux usées rejetées se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejet estimé à 80 %.

Le débit des eaux potables est calculé en se basant sur deux débits partiels :

- Le débit de consommation en eau pour le secteur domestique.
- Le débit des eaux des équipements

Le débit total vaut :

Débit des eaux domestiques + débit des eaux des équipements

En effet, Le volume d'eau journalier consommé par habitant est estimé sur la base de la dotation hydrique .Cette dotation est prise égale à 150 l/ hab /j selon la direction de l'hydraulique de la willaya de CHLEF.

Aussi les besoins en eau des équipements sont évalués en utilisant un taux de majoration de 11% de la consommation en eau potable de la population.

A - Calcul du débit de consommation en eau potable pour la population urbaine

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_c = N_{hab} * D \dots\dots\dots (VII-1)$$

Avec :

- ✓ N_{hab} : nombre d'habitant.
- ✓ D : dotation (150 l/ hab /j).

B- Calcul du débit des équipements

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{equip} = Q_c * T \dots\dots\dots (VII-2)$$

Avec :

- ✓ Q_c : Débit de consommation en eau potable.
- ✓ T : taux de majoration des besoins de la population en eau potable spécifiée pour chaque agglomération.

C- Calcul du débit total en eau potable

C'est la somme des débits (débit de consommation et le débit des équipements).

$$Q_{cons\ tot} = Q_c + Q_{equip} \dots\dots\dots (VII-3)$$

Les résultants des calculs des débits en eau potable pour les deux horizons sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VII-1.consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.

Horizons	Agglomération	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins de la population (m ³ /j)	Besoins des équipements (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2030	OUED FODDA	39 508	150	5927	652	6579
	EL KARIMIA	24 505	150	3676	405	4081
	HARCHOUN	4805	150	721	166	887
2045	OUED FODDA	51 025	150	7654	842	8496
	EL KARIMIA	31 648	150	4747	522	5269
	HARCHOUN	6205	150	931	214	1145

VII-3-2.Evaluation des rejets

a)- Le débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier se calcule comme suit :

$$Q_{moy,j} = D.N.Cr = Q_{EP}. Cr \dots\dots\dots (VII-4)$$

Avec :

D : dotation (l/hab/j),

Q_{EP} : consommation en potable.

N : nombre d'habitant l'horizon considéré.

Cr : coefficient de rejet.

Tableau VII-2 : Estimation des débits des eaux usées domestiques.

<i>Horizons</i>	Rejet de la population (m ³ /j)	Rejet des équipements (m ³ /j)	Rejet total (m ³ /j)
<i>OUED FODDA</i>			
<i>2030</i>	4742	522	5264
<i>2045</i>	6123	674	6797
<i>EL KARIMIA</i>			
<i>2030</i>	2941	324	3265
<i>2045</i>	3798	418	4216
<i>HARCHOUN</i>			
<i>2030</i>	577	133	710
<i>2045</i>	745	171	916

Sur la base des résultats obtenus, nous proposons pour la station d'épuration une capacité évaluer sur deux phases d'études (voir le tableau ci-dessous).

Tableau VII-3 : Capacité de la station.

Horizons	2030	2045
Capacité hydraulique (m ³ /j)	9239	11 929
Equivalent habitant (EH)	77 000	99 400

b) –débit moyen horaire :

Il est donne par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \dots\dots\dots(VII-5)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{moy,h} = \frac{9239}{24} = 385 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{pour l'horizon 2030.} \\ Q_{moy,h} = \frac{11\,929}{24} = 497 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{pour l'horizon 2045.} \end{array} \right.$$

c)- le débit de pointe :

➤ **Débit de la station En temps sec :**

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pte,s} = K_p \times Q_{moy,j} \dots\dots\dots(VII-6)$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} K_p = 1.5 + 2.5/\sqrt{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots \text{ Si } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s.} \\ K_p = 3 \dots\dots\dots \text{ Si } Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s.} \end{array} \right.$$

Et :

$$\begin{cases} Q_{\text{moy},j} = 106,93 \text{ l/s} \\ Q_{\text{moy},j} = 138,07 \text{ l/s} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} K_p = 1.74 & \text{pour l'horizon 2030.} \\ K_p = 1.71 & \text{pour l'horizon 2045.} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} Q_{\text{pte},s} = 1.74 * 9239 = 16\,075,86 \text{ m}^3/\text{j} = 669,83 \text{ m}^3/\text{h} & \text{pour l'horizon 2030.} \\ Q_{\text{pte},s} = 1.71 * 11\,929 = 20\,398,59 \text{ m}^3/\text{j} = 849,94 \text{ m}^3/\text{h} & \text{pour l'horizon 2045.} \end{cases}$$

➤ **Débit de la station en temps de pluie :**

Nous prenons une dilution de (2 ÷ 5).

$$Q_{\text{ptp}} = (2 \div 5) Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots \text{(VII-7)}$$

On prend une dilution de 3 et on trouve : $Q_{\text{ptp}} = 3 * Q_{\text{pts}}$

$$\begin{cases} Q_{\text{ptp}} = 3 * 669,83 = 2009,5 \text{ m}^3/\text{h} & \text{pour l'horizon 2030.} \\ Q_{\text{ptp}} = 3 * 849,94 = 2549,82 \text{ m}^3/\text{h} & \text{pour l'horizon 2045.} \end{cases}$$

d)-Le débit diurne :

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

Soit :

$$Q_d = \frac{Q_{\text{moy},j}}{16} \dots\dots\dots \text{(VII-8)}$$

$$\begin{cases} Q_d = 9239/16 = 577,44 \text{ m}^3/\text{h} & \text{pour l'horizon 2030.} \\ Q_d = 11\,929/16 = 745,56 \text{ m}^3/\text{h} & \text{pour l'horizon 2045.} \end{cases}$$

VII-3-3.Evaluation des charges polluantes :

Pour pouvoir déterminer la composition de l'effluent qui arrive en tête de la station d'épuration, nous devons nous baser sur des données spécifiques permettant une approche du problème de l'épuration, qui sont :

- Le type de réseau d'assainissement
- La dotation en eau potable
- Le niveau de vie de la population

Les charges unitaires estimées pour la station d'épuration de OUED FODDA sont de 54 grammes/habitant/jour en DBO5, 70 grammes/habitant/jour en MES, 13 grammes/habitant/jour en Azote et 4 grammes/habitant/jour en Phosphore.

A)-La charge moyenne journalière en DBO5 :

$$L_0 = C_{DBO5} \times Q_{moy,j} \dots \dots \dots (VII-9)$$

Avec :

L_0 : Charge moyenne journalière en DBO5.

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

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

$$\begin{cases} DBO_5=54 \text{ g/hab/j} \\ DBO_5=54 \text{ g/hab/j} \end{cases} \implies \begin{cases} L_0 = 54 \cdot 10^{-3} \cdot 77\,000 = 4158 \text{ kg/j} & \text{pour l'horizon 2030.} \\ L_0 = 54 \cdot 10^{-3} \cdot 99\,400 = 5367.6 \text{ kg/j} & \text{pour l'horizon 2045.} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} C_{DBO5} = L_0 / Q_{moy,j} = 4158 / 9239 = 0.45 \text{ g/l} = 450 \text{ mg/l} & \text{pour l'horizon 2030.} \\ C_{DBO5} = L_0 / Q_{moy,j} = 5367.6 / 11\,929 = 0.45 \text{ g/l} = 450 \text{ mg/l} & \text{pour l'horizon 2045.} \end{cases}$$

Cette valeur obtenue est conforme à la norme de rejet exprimée en DBO5 des eaux résiduaires et qui est comprise entre 300 et 500 mg / l. (GAÏD, 1984)

B)-La charge en MES :

$$N_0 = C_{MES} \cdot Q_{moy,j} \dots \dots \dots (VII-10)$$

Avec :

N_0 : charge moyenne journalière en MES.

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

$$\begin{cases} MES=70 \text{ g/hab/j} \\ MES=70 \text{ g/hab/j} \end{cases} \implies \begin{cases} N_0 = 70 \cdot 10^{-3} \cdot 77\,000 = 5390 \text{ kg/j} & \text{pour l'horizon 2030.} \\ N_0 = 70 \cdot 10^{-3} \cdot 99\,400 = 6958 \text{ kg/j} & \text{pour l'horizon 2045..} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} C_{MES} = N_0 / Q_{moy,j} = 5390 / 9239 = 0.584 \text{ g/l} = 584 \text{ mg/l} & \text{pour l'horizon 2030.} \\ C_{MES} = N_0 / Q_{moy,j} = 6958 / 11\,929 = 0.584 \text{ g/l} = 584 \text{ mg/l} & \text{pour l'horizon 2045.} \end{cases}$$

C)-La charge en azote (N-NK) :

$$A_0 = C_{N-NK} \cdot Q_{moy,j} \dots \dots \dots (VII-11)$$

$$\begin{cases} N-NK=13\text{g/hab/j} \\ N-NK=13 \text{ g/hab/j} \end{cases} \implies \begin{cases} A_0 = 13 \cdot 10^{-3} \cdot 77\,000 = 1001 \text{ kg/j} & \text{pour l'horizon 2030.} \\ A_0 = 13 \cdot 10^{-3} \cdot 99\,400 = 1292.2 \text{ kg/j} & \text{pour l'horizon 2045.} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} C_{N-NK} = A_0 / Q_{moy,j} = 1001 / 9239 = 0.108 \text{ g/l} = 108\text{mg/l} & \text{pour l'horizon 2030.} \\ C_{N-NK} = A_0 / Q_{moy,j} = 1292.2 / 11\,929 = 0.108 \text{ g/l} = 108 \text{ mg/l} & \text{pour l'horizon 2045.} \end{cases}$$

D)-La charge en phosphore (Pt) :

$$P_0 = C_{pt} \cdot Q_{moy,j} \dots \dots \dots (VII-12)$$

$$\begin{cases} Pt=4 \text{ g/hab/j} \\ Pt=4 \text{ g/hab/j} \end{cases} \implies \begin{cases} P_0 = 4 \cdot 10^{-3} \cdot 77\,000 = 308 \text{ kg/j} & \text{pour l'horizon 2030.} \\ P_0 = 4 \cdot 10^{-3} \cdot 99\,400 = 397,6 \text{ kg/j} & \text{pour l'horizon 2045.} \end{cases}$$

Chapitre VII : Dimensionnement de la station d'épuration

Alors : $\left\{ \begin{array}{l} C_{Pt} = P_0 / Q_{moy,j} = 308 / 9239 = 0.033 \text{ g/l} = 33 \text{ mg/l} \quad \text{pour l'horizon 2030.} \\ C_{Pt} = P_0 / Q_{moy,j} = 397,6 / 11\,929 = 0.033 \text{ g/l} = 33 \text{ mg/l} \quad \text{pour l'horizon 2045.} \end{array} \right.$

Tableau VII-3 : Récapitulatif des données de la station d'épuration

PARAMETRES	UNITES	HORIZONS	
		2030	2045
Coefficient de rejet		80 %	80 %
Capacité	Eq-Hab	77 000	99 400
Charge hydraulique			
- journalière	m ³ /j	9239	11 929
- moyenne horaire (Q _m) sur 24h	m ³ /h	385	497
- coefficient de pointe		1,74	1,71
- pointe horaire en temps sec (Q _{Ps})	m ³ /h	670	850
- pointe horaire en temps de pluie (Q _{ptp} = 3Q _{Ps})	m ³ /h	2010	2550
Charge polluante			
<u>DBO₅</u>			
- charge spécifique	g/hab/j	54	54
- charge journalière	Kg/j	4158	5367,6
- concentration correspondante	mg/l	450	450
<u>MES</u>			
- charge spécifique	g/hab/j	70	70
- charge journalière	Kg/j	5390	6958
- concentration correspondante	mg/l	584	584
<u>N-NK</u>			
- charge spécifique	g/hab/j	13	13
- charge journalière	Kg/j	1001	1292,2
- concentration correspondante	mg/l	108	108
<u>Pt</u>			
- charge spécifique	g/hab/j	4	4
- charge journalière	Kg/j	308	397,6
- concentration correspondante	mg/l	33	33

VII-4. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration

VII-4-1. Prétraitements

VII-4-1-1. Calcul du dégrilleur :

Pour le calcul des paramètres de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER

VII-5-1-1-1. La largeur des grilles

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

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - S)} \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(VII - 13)}$$

Avec :

- B : largeur de la grille
- h_{\max} : hauteur maximale admissible sur une grille compris généralement entre 0,15 a 1,5 m En prend $h_{\max} = 0,8$ m
- S : fraction de la surface occupée par les grilles. (DEGREMONT, 2005)

$$S = \frac{d}{d+e} \dots \dots \dots \text{(VII-14)}$$

Tel que :

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

Tableau VII-4 : Espacement et épaisseur des barreaux. (DEGREMONT, 2005)

Type de dégrillage	Epaisseur des barreaux	Espacement entre les barreaux
Dégrillage grossier	20	50 – 100
Dégrillage moyen	10-20	10 – 30

- S :surface de passage de l'effluent

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V} \dots \dots \dots \text{(VII - 15)}$$

- Q_{ptp} : Débit de pointe de temps de pluie (débit de la station) (m^3 / s).
- V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

$$V = (0.6-1.40)m/s \text{ au débit de pointe. (Degrémont, 2005)}$$

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

- σ : Coefficient de colmatage des grilles
 - $\left\{ \begin{array}{l} \sigma= 0,5 \text{ pour un dégrillage automatique.} \\ \sigma= 0,25 \text{ pour un dégrillage manuel.} \end{array} \right.$

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

$$B = \frac{Q_P \cdot \text{Sin } \gamma}{V \cdot h_{\max} \cdot (1 - s) \cdot \dagger} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII - 16)}$$

➤ **l'horizon 2030**

A)- Le dégrillage grossier:

$$Q_{\text{ptp}} = 2010 \text{ m}^3/\text{h} = 0.558 \text{ m}^3/\text{s}$$

On prend : $\gamma = 60^\circ$; $V = 1 \text{ m/s}$; $h_{\max} = 0,8 \text{ m}$

$\dagger = 0.5$ (Dégrillage automatique)

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

On obtient :

$$B = \frac{0.558 \text{ Sin } 60^\circ}{1.0,8 \cdot (1 - 0.2) \cdot 0,5} = 1,5 \text{ m}$$

$$B = 1,5 \text{ m}$$

B)- le dégrillage moyenne :

Pour le dégrillage fin, on prend : $d = 1 \text{ cm}$; $e = 2 \text{ cm}$ Ce qui donne $s = 0,33$

$$B = \frac{0,558 \cdot \text{Sin } 60^\circ}{1.0,8(1 - 0,33) \cdot 0,5} = 1,80 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,80 \text{ m}$,

➤ **horizon 2045 :**

Pour cet horizon (extension) , on dimensionne le Dégrilleur avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}}(2045) - Q_{\text{ptp}}(2030) \quad \text{Donc: } Q_{\text{ptp}} = 0.708 - 0.558 = \mathbf{0.15 \text{ m}^3/\text{s}}$$

VII-4-1-1-3. Calcul des pertes de charge :

Pour le calcul du dégrilleur Krischmer a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction :

- La forme des barreaux,
- L'espace entre les barreaux,
- La largeur des barreaux,
- La vitesse d'approche,
- L'inclinaison de la grille,

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

$$\Delta H = s \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \text{ Sin } \gamma \dots\dots\dots \text{(VII - 17)}$$

avec:

H: perte de charge(m).

s : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

d : espace entre les barreaux (cm).

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

: angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

Tableau VII-5. Valeur de s en fonction de la forme de section. (Gaid, Abdelkader ,1987)

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

❖ **La grille grossière :**

On a :

$$s = 1,79 \text{ (barreaux de section circulaire)}$$

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

$$\text{Donc : } \Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{8}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}60^\circ = 0,0124\text{m}$$

$$\text{Donc } \Delta H = 1,24\text{cm}$$

❖ **la grille moyenne :**

On a : $s = 1,79$ (barreaux de section circulaire)

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

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

$$\text{Donc : } H = 3.14 \text{ cm}$$

VII-4-1-1-4.Estimation des quantités de refus de dégrillage :

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

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

Donc le volume retenu par les grilles dépend :

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

Le refus journalier est donné par la formule suivante :

$$V_r = \frac{N_{eqhab} \times V_{retenus} \times 10^{-3}}{365} \text{ (m}^3/\text{j)} \dots \dots \dots \text{ (VII.18)}$$

$$V_{r,moy} = \frac{V_{r,max} + V_{rmin}}{2}$$

Avec :

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

➤ l'horizon 2030

Grille grossie :

- $V_{max} = (77\ 000 \times 5 \times 10^{-3}) / 365 = 1.05\ m^3/j$.
- $V_{min} = (77\ 000 \times 2 \times 10^{-3}) / 365 = 0.42\ m^3/j$.
- $V_{moy} = (V_{max} + V_{min}) / 2 = 0.735\ m^3/j$

Grille moyenne :

- $V_{max} = (77\ 000 \times 10 \times 10^{-3}) / 365 = 2.11\ m^3/j$.
- $V_{min} = (77\ 000 \times 5 \times 10^{-3}) / 365 = 1.05\ m^3/j$.
- $V_{moy} = (V_{max} + V_{min}) / 2 = 1.58\ m^3/j$

Remarque

- ✓ On prévoit une 2^{ème} grille de secours (grille mécanique) en cas de panne de la 1^{ère} grille.
- ✓ Le dégrilleur à grille mécanique nécessite un nettoyage régulier qui consiste à l'enlèvement des déchets et à un contrôle de fonctionnement.

Tableau VII-6 : Récapitulatif de dimensionnement de dégrilleur.

Ouvrage : dégrilleur		Unité	Horizon2030	Horizon2045
Débit de la station.	Q_{st}	m^3/s	0.558	0.15
Grille grossière				
Epaisseur des barreaux	d	Cm	2	2
Espacement des barreaux	e	Cm	8	8
		/	0.2	0.2
Perte de charge	H	m	0.012	0.012
Largeur du dégrilleur	B	m	1.05	0.41
hauteur maximale admissible sur une grille	h_{max}	m	0.8	0.8
Volume des refus journalier maximal retenus par le dégrillage	V_{max}	m^3/j	1.05	0.307
Volume des refus journalier minimal retenus par le dégrillage V_{min}	V_{min}	m^3/j	0.42	0.123
Volume des refus journalier moyen retenus par le dégrillage V_{moy}	V_{moy}	m^3/j	0.735	0.215

Grille moyenne				
Epaisseur des barreaux	d	Cm	1	1
Espacement des barreaux	e	Cm	2	2
		/	0.33	0.33
Perte de charge	H	m	0.031	0.031
Largeur du dégrilleur	B	m	1.8	0.48
hauteur maximale admissible sur une grille	h _{max}	m	0.8	0.8
Volume des refus journalier maximal retenus par le dégrillage	V _{max}	m ³ /j	2.11	0.614
Volume des refus journalier minimal retenus par le dégrillage	V _{min}	m ³ /j	1.05	0.307
Volume des refus journalier moyen retenus par le dégrillage	V _{moy}	m ³ /j	1.58	0.046

VII-4-1-2. Déssableur-déshuileur

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

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

- Ve: la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement Ve: 0.2<Ve<0.5(m/s)
- Vs : vitesse de sédimentation. (vitesse Vs: 40 <Vs<70) (m³/m²/h)
- L:Longueurdebassin.
- H : Profondeur de bassin.
- L/H =(3-15).
- Le temps de séjour et compris entre3 à10 minute au débit de pointe.
- H =(1– 2.5) m (**DEGREMONT, 2005**)

➤ **Pour l'horizon 2030 :**

a) Le volume :

Le volume de déssableur est calculé à partir de débit et de temps de séjour.

le temps de séjour :

Le déssableur aéré est calculé pour un temps de séjour de 3à 5 minutes débit de pointe de temps de pluie.

On prend un temps de séjour t_s= 4 minutes.

On a le débit Q_{tp}=0,558 m³/s

Donc : Le volume V= Q_{tp}.t_s = 0,558.4 .60

⇒

V= 134 m³

b) La surface horizontale :

$$S_h = \frac{Q_{ptp}}{V_{asc}} = \frac{V}{H}$$

nous avons le rapport $\frac{L}{H} = (3 - 15)$ avec $H = (1-2,5)m$

On prend $H=2 m$, et $L/H = 6$ donc **$L = 12 m$**

La surface horizontale S_h sera : $S_h = V/H = 67/2 = 33.5 \Rightarrow$ **$S_h = 33.5 m^2$**

Nous adopterons deux (02) déssableurs-déshuileurs de volume $67 m^3$ chacun et de surface égale à $33.5 m^2$ chacun.

c) La largeur :

Dans le cas d'un déssableur rectangulaire,

D'où: $l = S_h/L = 33.5/12 = 2.8 m \Rightarrow$ **$l = 2.8 m$**

Remarque

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

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

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à $1,5 m^3 d'air / m^3 d'eau$.

$$q_{air} = V_{air} \times Q_{ptp} \dots\dots\dots(VII.20)$$

Avec :

Q_{ptp} : débit de la station.

V_{air} : Volume d'air a injecté ($m^3 d'air / m^3 d'eau$ traiter) il varie de 1 a 1.5 (Gaid,1984)

On prend $V_{air} = 1.5$ d'où **$q_{air} = 0.558 * 1.5 = 0,837 m^3 d'air/s$**

e) Estimation du volume de sable extrait

$$\begin{cases} v_s \text{ min} = (5 \times 77000) / 365 = 1054.79 \text{ L/j} & \mathbf{v_s \text{ min} = 1054.79 \text{ L/j}} \\ v_s \text{ max} = (12 \times 77000) / 365 = 2531.51 \text{ L/j} & \mathbf{v_s \text{ max} = 2531.51 \text{ L/j}} \end{cases}$$

f) Estimation de la quantité de graisses

La quantité de graisse par habitant et par an exprimée en L/j à la sortie de déssableur-déshuileur a une concentration de 50 g/l, soit un volume annuel 15 L/hab.an.

$$v_g = (15 \times 77000) / 365 = 3164.38 \text{ L/j} \quad \mathbf{v_g = 3164.38 \text{ L/j}}$$

g) Quantité des matières éliminées par le déssableur :

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

$$MES = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MM} \dots\dots\dots(VII.21)$$

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales

La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES = 5390 \text{ Kg/j}$

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

$$MVS = 5390 \times 0.70 = \mathbf{3773 \text{ Kg/j}}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 5390 \times 0.3 = \mathbf{1617 \text{ Kg/j}}$$

-Les matières minérales éliminées :

Chapitre VII : Dimensionnement de la station d'épuration

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

$$MM_e = 1617 \times 0.70 = \mathbf{1131.9 \text{ Kg/j}}$$

-Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 1617 - 1131.9 = \mathbf{485.1 \text{ Kg/j}}$$

-Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 3773 + 485.1 \quad ; \quad \mathbf{MES_s = 4258.1 \text{ Kg/j}}$$

➤ Horizon 2045

Pour cet horizon (extension) , on dimensionne le dessableur avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{ptp} = Q_{ptp2045} - Q_{ptp2030} \quad \text{Donc: } Q_{ptp} = 0.708 - 0.558 = \mathbf{0,15 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Les résultats de dimensionnement de dessableur déshuileur pour l'horizon 2030 et 2045 sont exprimé dans le tableau suivant :

Tableau VII-7 : Récapitulatif de dimensionnement du dessableur -déshuileur .

Désignations	unité	2030	2045
Dessableur		2bassins	1bassin
Débit de pointe en temps de pluie	m ³ /s	0.558	0.15
volume	m ³	67	36
Profondeur	m	2	1.5
Surface horizontale	m ²	34	24
Longueur	m	12	9
Largeur	m	2.8	2.7
Temps de séjour	min	4	4
Débit d'air à insuffler (q _{air})	m ³ d'air /h	3013.2	810
volume de sable max extrait (v _s max)	l/j	2531.51	736.44
volume de sable min extrait (v _s min)	l/j	1054.79	306.85
la quantité de graisses (v _g)	l/j	3164.38	920.55
Matières en suspension entrant (MES entré)	Kg/j	5390	1568
Matières minérale en suspension entré (MMS entré)	Kg/j	1617	470.4
Matières minérale en suspension éliminé (MMS éliminé)	Kg/j	1131.9	329.28
Matières minérale en suspension restant (MMS restant)	Kg/j	458.1	141.12
Matières volatiles en suspension (MVS)	Kg/j	3773	1097.6
Matières en suspension sortant (MES sorté)	Kg/j	4258.1	1238.72

Etude de la variante à moyenne charge

Variantes à moyenne charge :

Une station d'épuration à moyenne charge est composée :

- Prétraitement (dégrillage, dessablage et déshuilage).
- Traitement primaire (décantation primaire).
- Traitement secondaire (biologique), il s'agit (bassin d'aération, décanteur secondaire).
- Traitement tertiaire (traitement de l'azote et de phosphore, désinfection).
- Traitement des boues (épaississeur, stabilisateur des boues aérobie, lit de séchage)

Le prétraitement est déjà dimensionné dans la phase précédant.

VII-4-2. Traitement primaire :

VII-4-2-1. Dimensionnement de décanteur primaire :

Le dimensionnement de décanteur primaire est basé sur les paramètres suivants :

- La charge superficielle exprimée par la relation suivant :

$$V_{lim} = Q_{ptp} / S_h \dots\dots\dots(VII.22)$$

- Q : débit traité par la station.
- S : surface totale de l'ouvrage.
- t_s : temps de séjours varie entre (1÷2) h. (DEGREMONT, 2005)
- H : hauteur de décanteur au minimum 2 m

La vitesse limite pour un réseau unitaire est déterminée on fonction de rapport $K = Q_{pts} / Q_{moy,h}$

Tableau VII.8 : Valeur de $V_{lim} = f(K)$. (GAÏD, 1984)

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

➤ **Horizon 2030 :**

On a $K = Q_{pts} / Q_{moy,h}$

$$Q_{pts} = 670 \text{ m}^3/h, Q_{moy,h} = 384,96 \text{ m}^3/h$$

On aura $K = 1,74$ donc $V_{lim} = 2 \text{ m/h}$

a .surface horizontale de décanteur primaire :

D'après l'équation IV.15 on aura

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} = 2010 / 2 = 1005 \text{ m}^2 \quad \mathbf{S_h = 1005 \text{ m}^2}$$

Donc le diamètre de décanteur sera égal à :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1005}{\pi}} = 25.3 \text{ m} \text{ Donc on prend } \mathbf{D = 25.5 \text{ m}}$$

b. Volume de décanteur primaire :

Le volume de décanteur primaire est donné par la formule suivante :

$$V = Q_{\text{ptp}} \times t_s$$

On prend $t_s = 1.5$ h donc $V = 1005 \times 1.5 = 1508 \text{ m}^3$ **$V = 1508 \text{ m}^3$**

C .hauteur de décanteur primaire :

$$H = V/S_h = 3015/1005 = 3 \text{ m} \quad \mathbf{H = 3 \text{ m}}$$

On prévoit une hauteur de sécurité (revanche) pour éviter le risque de débordement donc on $H = 3 + h_{\text{sécurité}}$ on prend $h_{\text{sécurité}} = 0.5$ m

D'où **$H = 3.5$ m**

D . Temps de séjours :

- Pour le débit moyen horaire $T_s = V / Q_{\text{moy}} = 3015/385 = 7,83$ h
- Pour le débit de pointe par temps sec $T_s = V / Q_{\text{ps}} = 3015/670 = 4.5$ h
- Pour le débit de pointe par temps de pluie. $T_s = V / Q_{\text{ptp}} = 3015/2010 = 1.5$ h

e .Calcul de la quantité de boues éliminées :

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 35% de DBO5 et 65% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur :

$$\text{DBO5} = \mathbf{4158 \text{ Kg/j.}}$$

$$\text{MES}' = \mathbf{4258,1 \text{ Kg/j.}}$$

Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :

$$\text{DBO5}_e = 0.35. \text{DBO5} = 0.35 \times 4158 = \mathbf{1455,3 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MES}_e = 0.65 .\text{MES}' = 0.65 \times 4258,1 = \mathbf{2767,77 \text{ Kg/j}}$$

Les charges à la sortie du décanteur primaire

$$\text{DBO5}_s = \text{DBO5} - \text{DBO5}_e = 4158 - 1455,3 = \mathbf{2702,7 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MES}_s = \text{MES} - \text{MES}_e = 4258,1 - 2767,77 = \mathbf{1490.33 \text{ Kg/j}}$$

➤ Horizon 2045:

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

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}2045} - Q_{\text{ptp}2030} \text{ Donc: } Q_{\text{ptp}} = 0.558 - 0,708 = \mathbf{0.15 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Avec :

Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

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

$$\text{DBO5} = \text{DBO5}_{2045} - \text{DBO5}_{2030} = 5367,6 - 4158 = \mathbf{1209,6 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MES}' = \mathbf{1238,72 \text{ Kg/j}}$$

Le même procédé de calcul que l'horizon 2030, les différents résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant.

Tableau VII-9: Récapitulatif de dimensionnement de décanteur primaire.

Désignation	Unité	2030	2045
Débit	m ³ /s	0.558	0.15
Nombre		2	1
Surface horizontale	m ²	503	270
Volume	m ³	1508	810
Hauteur d'eau+hauteur de revanche	M	3.5	3.5
Diamètre	M	25.5	19
MES entrées	Kg/j	4258.1	1238.72
DBO ₅ entrée	Kg/j	4158	1209.6
MES éliminée	Kg/j	2767.77	805.17
DBO ₅ éliminée	Kg/j	1455.3	423.36
MES sorties	Kg/j	1490.33	433.55
DBO ₅ sortie	Kg/j	2702.7	786.24

VII-4-3. Les traitements secondaires (Traitement biologique) :

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

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

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur B et de hauteur H. Relation recommandée par TABASARAN.

$$B/H=1 \text{ à } 2,5 \dots\dots\dots(VII.23)$$

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à moyenne charge. Les bassins d'aération sont des réservoirs rectangulaires ouverts où arrivent les eaux usées prétraitées à partir des décanteurs.

Le procédés à moyenne charge est caractérisé par les paramètres suivants:

La charge massique (C_m) :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j}(\text{Office international de l'eau, 2005})$$

La charge volumique (C_v) :

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3 / \text{j} (\text{Office international de l'eau, 2005})$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} C_m = 0,3 \text{ Kg DBO}_5/ \text{Kg MVS j} \\ C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3 / \text{j} \end{array} \right.$$

VII-4-3-1. Dimensionnement du bassin d'aération :

➤ **Horizon 2030:**

A. Le volume des bassins correspondants est de :

$$V_a = L_0 / C_v \dots \dots \dots (VII.24)$$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L_0 : charge polluante (kg DBO/j) = 2702.7 kg DBO/j

Donc : $V = L_0 / C_v = 2702.7 / 1.2 = 2252.25 \text{ m}^3$

On prend **V = 2252.25 m³**

B. La hauteur du bassin

-La profondeur est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 5 m**

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

C. Surface horizontale du bassin :

$$S_h = V / H = 2252.25 / 5 = 450.45 \text{ m}^2$$

Donc le bassin d'aération a les dimensions planes suivantes :

On $B/H=1$ à 2,5 on prend $B/H= 2$

Donc : **B = 10 m**

$S_h = L \times B$ donc $L = S_h / B = 450.45 / 10 = 45.04 \text{ m}$

Donc : **L = 45 m**

Les dimensions de chaque bassin sont :

$L = 45 \text{ m}$, $l = 10 \text{ m}$, $H = 5 \text{ m}$

D. La masse totale de boues dans les deux bassins :

$C_m = \frac{L_0}{X_t}$ Donc $X_t = L_0 / C_m = 2702.7 / 0.3 = 9009 \text{ kg /j}$

E. Concentration de boues dans le bassin :

$[X_a] = X_t / V = 9009 / 2252.25 = 4 \text{ Kg / m}^3$

$[X_a] = 4 \text{ Kg / m}^3$

F. Calcul du temps de séjour :

Pour le débit moyen horaire $T_s = V / Q_{moy} = 2252.25 / 385 = 5,85 \text{ h}$

Pour le débit de pointe par temps sec $T_s = V / Q_{ps} = 2252.25 / 670 = 3,36 \text{ h}$

Pour le débit de pointe par temps de pluie. $T_s = V / Q_{ptp} = 2252.25 / 2010 = 1,12 \text{ h}$

VII-4-3-2. Qualité de l'effluent

La charge polluante à la sortie à une concentration L_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO5.

D'où :

$L_f = 30 \times 10^{-3} \times 9239 = 277.17 \text{ kg/j}$

$L_f = 277.17 \text{ DBO}_5/\text{j}$

$L_e = L_0 - L_f = 2702.7 - 277.17 = 2425.53 \text{ Kg/j}$

$L_e = 2425.53 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$

Donc le rendement d'élimination est de

$ep = (L_0 - L_f) / L_0 = 2425.53 / 2702.7 = 0.8974 * 100 = 89.74\%$

$ep = 89.74 \%$

VII-4-3-3. 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 suivante :

$$q_{o_2} = a L_e + b X_a \quad (\text{Kg/j}) \dots\dots\dots(\text{VII.25})$$

- ✓ 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.

(DEGREMONT, 2005)

$$0.48 < a' < 0.65 \qquad \qquad \qquad a'=0,6$$

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène (DEGREMONT, 2005)

$$0.07 < b' < 0.11 \qquad \qquad \qquad b'=0,08$$

A. les besoins journaliers en oxygène

$$q_{o_2} = 0,6. 2425.53+ (0,08. 9009) = \mathbf{2176.04Kg O_2/j}$$

B. La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24}=2176.04/24=90.67$$

$$q_{o_2/24}=\mathbf{90.67 \text{ KgO}_2/h}$$

C. La quantité d'oxygène nécessaire pour un Kg de DBO_{5e} :

$$q_{o_2} = 2176.04 / 2425.53 = \mathbf{0.9 \text{ kg(O}_2\text{)/kg de } DBO_5 \text{ éliminé}}$$

D. La quantité d'oxygène nécessaire pour m³ de bassin :

$$q_{o_2}/ m^3 = 2176.04 / 2252.25 = \mathbf{0.97KgO_2/m^3}$$

E. Les besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{o_2pte} = (a' L_e/ T_d) + (b' . X_a./24) \dots\dots\dots (\text{VII-26})$$

T_d : période diurne en heures

$$T_d = 16h.$$

$$D'où : q_{o_2pte} = 0,6. 2425.53/16+ (0,08. 9009/24) = \mathbf{120.99 \text{ Kg O}_2/h.}$$

VII-4-3-4. 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. (HADJRABAH, 2005)

$$q_{o_2 \text{ réel}} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \dots \dots \dots \text{(VII. 27)}$$

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 de système d'aération.

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épuré})} = 0.9 \dots \dots \dots \text{(VII.28)}$$

✓ β : tel que $0,8 \leq \beta \leq 0,95$ (HADJRABAH, 2005)

On prend : β = 0,95

$$q_{o_2 \text{ réel}} = 120.99 / (0.9 * 0.95) = 141,51 \text{ Kg } o_2/h$$

En moyenne :

$$q_{o_2 \text{ réel jour}} = 2176.04 / (0.9 * 0.95) = 2545 \text{ Kgo}_2/j$$

VII-4-3-5. Calcul des caractéristiques de l'aérateur :

A. Choix de système d'aération :

On opte pour le choix des aérateurs de surface, pour les avantages qu'il présente :

- la simplicité de l'installation et d'utilisation
- Leur rendement énergétique
- Leur possibilité de brassage

B. Capacité totale d'oxygène transféré (N₀) :

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK :

$$N_0 = (1.98 \times 10^{-3} \times P_a) + 1 \dots \dots \dots \text{(VII.29)}$$

Avec :

P_a : Puissance par m² du bassin tel que $P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$

On prend P_a = 80 w/m².

N₀ : capacité totale d'oxygène transféré par unité de puissance dans les conditions standards.

$$N_0 = 1.98 \times 10^{-3} \times 80 + 1 \Rightarrow N_0 = 1.16 \text{ kg } O_2 / \text{KWh}$$

C. Quantité d'oxygène par unité de puissance (N) :

La quantité d'oxygène par unité de puissance est donnée par la formule suivant :

$$N = N_0 \times \left(\frac{(\beta \times C_s) - C_L}{C_s} \right) \times \alpha \times E^{(T-20)} \dots \dots \dots \text{(VII.30)}$$

Avec :

- C_L : Concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à $t=25^\circ\text{C}$, $C_L = (1,5 \div 2)$ mg/l. On prend $C_L = 1.5$ mg/l.

- C_S : Concentration de saturation en oxygène à la surface à 20°C . $C_S = 9.2$ mg/l pour les aérateurs de surface.

- β : Coefficient relatif à la présence de produits tensio-actifs

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

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

0,8 0,95 On prend $\alpha = 0.9$

- E : coefficient de température, $E = 1.02$

Donc : $N = 0.91 \text{ Kg O}_2/\text{KWh}$

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

Cette puissance est donnée par :

$$P_{an} = \frac{q_{O_2P}}{N} \dots\dots\dots(\text{VII.31})$$

Avec :

- P_{an} : Puissance d'aération nécessaire en (KW).
- q_{O_2P} : besoins de pointe en oxygène en (Kg O_2/h).
- N : quantité d'oxygène par unité de puissance en (Kg O_2/KWh).

$$P_{an} = 120.99 / 0.91 = 132.96 \text{ KW}$$

E. La puissance de brassage (P_b) :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$P_b = P_a \times S_h \dots\dots\dots(\text{VII.32})$$

Avec :

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

$$P_b = 80 \times 450.45 \times 10^{-3} = 36.04 \text{ KW}$$

F. Le nombre d'aérateurs dans un bassin (N) :

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

$$N_{a\text{ér}} = \frac{P_{an}}{P_b} \dots\dots\dots(\text{VII.33})$$

$$N = 132.96 / 36.04 = 3.68 \text{ Donc on prend } N_a = 4 \text{ aérateur}$$

VII-4-3-6. Bilan des boues :

1. Calcul de la quantité des boues en excès :

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

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_t - X_{eff} \dots \dots \dots (VII.34)$$

Avec :

- X_{min} : Boues minérales
- 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 DBO_5 éliminées) a_m varie entre 0,53 < a < 0,65
- L_e : quantité de DBO_5 éliminé
- b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b = \frac{b'}{1,42}$

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène. = 0,09

$$b = \frac{0,09}{1,42} = 0,063$$

- X_t : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg)
- X_{eff} : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES a la sortie de décanteur primaire est 672.79Kg/j

$$X_{min} = 0.3 \times \text{MES} = 0.3 \times 1490.33 = 447.1 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \text{MVS} = 0.3 \times 0.7 \times \text{MES} = 0.3 \times 0.7 \times 1490.33 = 312.97 \text{ Kg /j}$$

$$\text{On prend } a_m = 0.6 \text{ donc } a_m L_e = 0.6 \times 2425.53 = 1455.32 \text{ Kg/j}$$

$$bX_t = 0.063 \times 9009 = 567.57 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 30 \text{mg/l} = 0.03 \times 9239 = 277.17 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = 447.1 + 312.97 + 1455.32 - 567.57 - 277.17 = 1370.65 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 1370.65 \text{ Kg/j}$$

2. Concentration de boues en excès :

La concentration des boues en excès est donnée par la relation suivant :

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots (VII.35)$$

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100 ÷ 150) . (**Office international de l'eau, 2005**)

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.

$$\text{On prend : } I_m = 125 \text{ D'où : } X_m = \frac{1200}{125} \text{ donc } X_m = 9.6 \text{ Kg/m}^3$$

3. Le débit de boues en excès :

Le débit de boues en excès est défini par la relation suivante :

Ce débit est donné par : $Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m}$ (VII.36)

d'où $Q_{excès} = 142.78 \text{ m}^3/\text{j}$

4. Le débit spécifique par m3de bassin :

$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$ (VII.37)

V : Volume de bassin

Donc : $q_{sp} = 1370.65/2252.25 = 0.61 \text{ Kg/m}^3.\text{j}$ d'où $q_{sp} = 0.61 \text{ Kg/m}^3.\text{j}$

5. Le débit des boues recyclées :

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

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

Le taux de recyclage Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. (M. CARLIER, 1986).

Il est donné par l'expression suivante :

$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$ (VII.38)

R : taux de recyclage(%)

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 4 Kg/m^3

Donc : $R = \frac{100 \times 4}{\frac{1200}{125} - 4} = 71.42 \%$ donc **R = 71.42 %**

6. Le débit des boues recyclées :

$Q_r = RQ_j$ (VII.39)

$Q_r = 71.42 \% \times 9239 = 2211.8 \text{ m}^3/\text{j}$ donc **$Q_r = 6559.69 \text{ m}^3/\text{j}$**

Remarque

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration. En règle générale ; il est compris entre 50 et 200 % du débit moyen journalier.

7. Age des boues :

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

D'après l'équation III.4 on a : $\theta = \frac{X_t}{\Delta X}$ (VII.40)

$$\theta = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{X_a \times V}{\Delta X} = \frac{9009}{1370.65} = 6.57 \text{ jours}$$

Remarque

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

VII-4-3-7. Dimensionnement du clarificateur :

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

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

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

A. Le volume de clarificateur :

$$V = Q_{\text{ptp}} \times t_s$$

Le temps de séjours varie entre 1.5 à 2.5 h (CARLIER, 1986)

Le débit de pointe à temps de pluie $Q_{\text{ptp}}=2010 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\text{Donc } V= 2010 \times 1.5 = 3015 \text{ m}^3$$

B. La surface horizontale de clarificateur :

La profondeur de clarificateur est comprise entre (3÷5) m

On prend $H=3$ et on prévoit une revanche $=0.5$ m donc $H_{\text{final}}=3.5$ m

La surface horizontale de clarificateur sera égale

$$S_h=V/H = 2010 / 3 = 670\text{m}^2 \quad \mathbf{S_h=670\text{m}^2}$$

C. Diamètre de clarificateur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 670}{\pi}} = 29.21\text{m} \quad \text{on prend } \mathbf{D=29,5\text{m}}$$

D. Le temps de séjour

$$T_s=V/ Q$$

- Au débit de pointe par temps sec $T_s = V / Q_{\text{pts}}=3015/670= 4.5\text{h}$
- Au débit de pointe par temps de pluie $T_s=V / Q_{\text{ptp}}=3015/ 2010=1.5 \text{ h}$

➤ **Horizon 2045**

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

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}}(2045) - Q_{\text{ptp}}(2030) \quad \text{Donc: } Q_{\text{ptp}} = 0.708 - 0,558 = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec : Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2045 sont représentés sur le tableau suivant :

Chapitre VII : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau VII-10 : Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire.

Désignations		Unité	2030	2045
Données de base				
Débit moyen journalier	Q_{mo} y_j	m^3/j	9239	2690
Débit moyen horaire	Q_{moyh}	m^3/h	385	112.08
Débit de pointe en temps de pluie	Q_{ptp}	m^3/h	2010	540
Charge polluante à l'entrée du bassin	Lo	Kg/j	2702.7	786.24
La charge polluante à la sortie	Lf	$KgDBO_5/j$	277.17	80.7
La charge polluante éliminée	Le	$KgDBO_5/j$	2425.53	705.54
Le rendement de l'épuration	ep	%	89.74	89.74
Dimensionnement du bassin d'aération				
Volume du bassin	V	m^3	2252.25	655.20
Nombre	N	-	1	1
Hauteur du bassin	H	M	5	4
Surface horizontale du bassin	Sh	m^2	450.45	163.80
Largeur du bassin	B	M	10	8
Longueur du bassin	L	M	45	20.50
La masse de boues dans le bassin	Xt	Kg	9009	2620.8
Concentration de boues dans le bassin	$[Xa]$	Kg/m^3	4	4
Temps de séjours en temps sec	Ts	h	3.36	3.64
débit de pointe en temps de pluie	T_{tp}	h	1.12	1.21
Besoin en oxygène				
Besoins journaliers en oxygène	q_{o2}	KgO_2/j	2176.04	633
La quantité d'oxygène horaire	$q_{o2/24}$	KgO_2/h	90.67	26.38
La quantité d'oxygène nécessaire pour un Kg de DBO_{5e}	$q_{o2/DBO_{5e}}$	$KgO_2/KgDBO_{5e}$	0.9	0.9
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin	q_{o2/m^3}	KgO_2/m^3_j	0.97	0.97
Besoins en pointe horaire en oxygène	q_{o2pte}	KgO_2/h	121	35.19
Calcul de l'aérateur de surface à installer				
Besoin réel de pointe en oxygène	$q_{o2réel}$	KgO_2/h	141.51	41.16
Calcul de puissance de l'aération nécessaire	P_{an}	Kw	132.96	38.67
La puissance de brassage	(P_b)	Kw	36.04	13.10
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	N_A	-	4	3

Tableau VII-11 : Suite de tableau Récapitulatif de dimensionnement de traitement secondaire.

Désignations		Unité	2030	2045
Bilan de boues				
Calcul de la quantité des boues en excès	x	Kg/j	1370.65	398.63
Concentration de boues en excès	X_m	Kg/m ³	9.6	9.6
Le débit de boues en excès	Q_{ex}	m ³ /j	142.78	41.52
Débits spécifiques par m ³ de bassin	q_{sp}	Kg/m ³ .j	0.61	0.61
Le taux de boues recyclées	R	%	71.42	71.42
Le débit des boues recyclées	Q_r	m ³ /j	6559.69	1916.36
Age des boues	A_b	j	6.57	6.57
Caractéristiques du clarificateur				
Forme		circulaire		
Nombre de bassins	N_b	-	1	1
Surface horizontale	S_h	m ²	670	270
Diamètre	D	m	29.5	18.5
Volume	V	m ³	3015	810
Hauteur	H	m	3.5	3.5
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps de pluie	$T_{s, ptp}$	h	1.5	1.5
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	$T_{s, pts}$	h	4.5	4.5

VII-4-4. Traitement tertiaire (désinfection):

La désinfection des eaux usées est un traitement d'élimination durable des agents pathogènes, bactéries et virus, Il existe plusieurs processus de désinfection :

Nous optons pour la désinfection par l'ajout de chlore se forme d'eau de javel pour la simple raison de disponibilité et le coute le moins cher. La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes.(HADJRABAH, 2005)

A. La dose journalière en chlore :

On prend une concentration de chlore de $[Cl] = 10 \text{ mg/l}$

$$D_j = Q_{moy,j} \times [Cl] \dots\dots\dots (VII.41)$$

$$D_j = 9239 \times 10 \times 10^{-3} = 92.39 \text{ Kg/j} \qquad \qquad \qquad D_j = 92.39 \text{ Kg/j}$$

B .Calcul de quantité d'eau de javel :

On prend une solution d'hypochlorite à 48° (HADJRABAH, 2005)

1° de chlorométrie 3.17 g de Cl₂/ NaClO

48° de chlorométrie X

$$X = 3.17 \times 48 / 1 = 152.16 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

C. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

1 m³ (NaClO) 152.16Kg de Cl₂

$$Q_j \qquad 92.39 \text{ Kg/j}$$

$$Q_j = 92.39 / 152.16 = 0.607 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / j}$$

D. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j . 365 = 0.607 \times 365 = 221.56 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) /an}$$

E. Dimensionnement du bassin de désinfection

$Q_{ptp}=1113.26 \text{ m}^3/\text{h}$ (débit de pointe au temps de pluie) $T_s = 30 \text{ mn}$

a-Le volume du bassin

$$V = Q_{pte} * T_s = 2010 \times 30 / 60 = 10054 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V=1005 \text{ m}^3}$$

b-La hauteur du bassin :

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

c-La surface horizontale

$$S_h = V/H = 1005/3 = 335 \text{ m}^2 \quad \mathbf{S_h = 335 \text{ m}^2}$$

On prend deux bassins de désinfection de forme rectangulaire de dimension $L = 2 B$

Donc $S_h = L \times B = 2 B^2 = 167.5$ donc $B = (S_h/2)^{0.5} = (167.5/2)^{0.5} = 9.15$ donc on prend

B = 9.5 m Donc **L = 19 m**

➤ **Horizon 2045**

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

✓ **Débit de la station**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp}(2045) - Q_{ptp}(2030)$$

Donc $Q_{ptp} = 2550 - 2010 = \mathbf{540 \text{ m}^3/\text{h}}$

✓ **Débit moyen journalier**

$$Q_{moyj} = Q_{moyj}(2045) - Q_{moyj}(2030)$$

$Q_{moyj} = 11929 - 9239 = \mathbf{2690 \text{ m}^3/\text{j}}$

Avec :

Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

On garde toujours la même forme du bassin (rectangulaire)

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VII-12: résultats de calcul du bassin de désinfection.

Caractéristiques du bassin de désinfection		Unité	Horizon	
			2030	2045
Dose journalière en chlore	D_j	Kg/j	92.39	26.90
La quantité d'hypochlorite nécessaire	Q_j	m^3/j	0.607	0.177
La quantité annuelle d'hypochlorite	Q_a	m^3/an	221.56	64.61
Nombre de bassin	N	-	2	1
Volume	V	m^3	1005	270
Hauteur	H	m	3	3
Surface horizontale	S_h	m^2	167.5	90
Longueur	L	m	19	14
Largeur	B	m	9.5	7

VII-4-5. Traitement des boues

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une filière de traitement qui comporte l'épaississement, la stabilisation et la déshydratation. D'une façon générale, les équipements de la filière boue doivent être dimensionnés pour pouvoir traiter la totalité de la production de boue de la station sans provoquer d'accumulation anormale et prolonger de boue dans le décanteur primaire et le décanteur secondaire.

VII-4-5-1. Dimensionnement de l'épaississeur :

A. Boues issues du décanteur primaire

Boues primaires : $X_p = DBO_{5e} + MESe$

$$X_p = 1455.3 + 2767.77 = 4223.07 \text{ Kg/j}$$

B. Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $X_s = 1370.65 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

C. la quantité totale journalière des boues sera

$$X_t = X_p + X_s = 4223.07 + 1370.65 = 5593.72 \text{ Kg/j}$$

D. Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

Le débit des boues reçu par l'épaississeur est la somme entre les deux débits des boues issus de décanteur primaire et secondaire

$$Q_{\text{total}} = Q_{d1} + Q_{d2}$$

Avec Q_{d1} , Q_{d2} sont respectivement les débits issus de décanteur primaire et secondaire

1. Débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_{d1} = X_p / S_1$$

Avec X_p : Quantité des boues issues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues extrait du décanteur primaire, elle varie dans l'intervalle suivant

$S_1 = (20 \div 30) \text{ g/l}$. (DEGREMONT, 2005)

On a $X_p = 4223.07 \text{ Kg/j}$ et on prend $S_1 = 25 \text{ g/l}$

$$\text{D'où } Q_{d1} = 4223.07 / 25 = 168.92 \text{ m}^3/\text{j}$$

2. Débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_{d2} = X_s / S_2$$

X_s : Quantité des boues issues du décanteur secondaire.

S_2 : concentration des boues extrait du décanteur secondaire, elle varie dans l'intervalle suivant $S_2 = (10 \div 30) \text{ g/l}$. (DEGREMONT, 2005)

$$X_s = 1370.65 \text{ Kg/j}, S_2 = 15 \text{ g/l}$$

$$\text{Donc on aura } Q_{d2} = 1370.65 / 15 = 91.38 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Débit total reçu par l'épaississeur sera égal à : } Q_{\text{total}} = 168.92 + 91.38 = 260.3 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc la concentration de mélange sera égal à : $S_m = X_t / Q_{\text{total}}$

$$S_m = 5593.72 / 260.3 = 21.49 \text{ g/l}$$

E. Dimension de l'épaississeur :

1. Volume de l'épaississeur :

$$V = Q_{\text{total}} \times t_s$$

t_s varie de (1 à 15) j (GHOURI Farid,2011)

On prend $t_s = 2$ j Donc $V = 260.3 \times 2 = 520.6 \text{ m}^3$

2. Surface horizontale de l'épaisseur :

$$S_h = V/H$$

On prend $H = 3\text{m}$ Donc $S_h = 520.6/3 = 173.53 \text{ m}^2$

L'épaisseur est de forme circulaire

3. Diamètre de l'épaisseur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 173.53}{\pi}} = 14.86 \text{ m}$$
 donc on prend un diamètre de **D =15 m**

VII-4-5-2. Stabilisation des boues :

La stabilisation a pour but de réduire le pouvoir fermentescibles des matières organiques contenues dans les boues donc réduire le dégagement des mauvaises odeurs. Elle peut s'opérer par voie chimique, thermique, biologique.

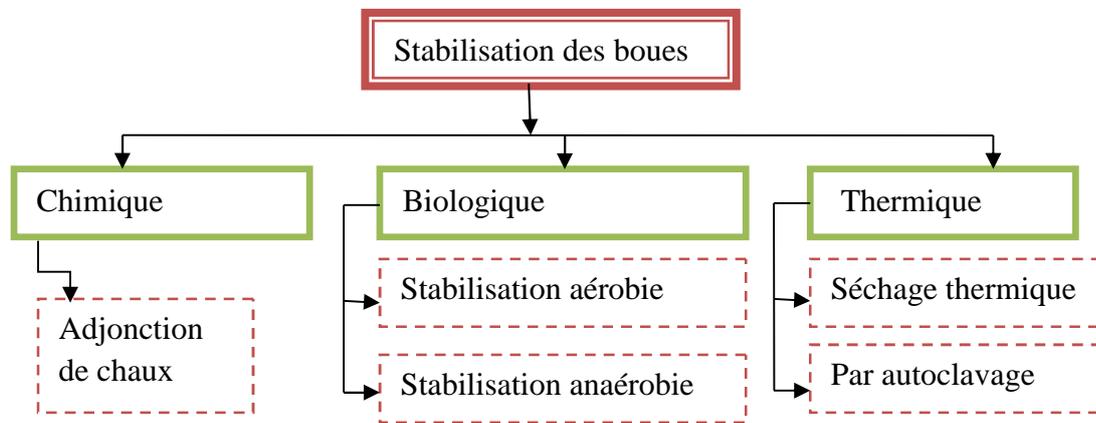


Figure VII.1 : Stabilisation des boues.

On opte pour le choix de voie biologique pour le simple raison d'économie

B. Comparaisons entre les deux techniques de stabilisation biologique

D'après les comparaisons entre ces deux stabilisations :

- Le taux de réduction des matières volatiles obtenues par stabilisation aérobie dans les conditions climatiques les plus fréquentes est sensiblement inférieur à celui atteint par digestion anaérobie.
- Du fait de sa rusticité, de la simplicité de sa conduite, de sa facilité, à supporter les variations de charge, la stabilisation aérobie des boues convient bien pour les stations d'épuration rurales de moyenne importance.
- La stabilisation aérobie est moins onéreuse en investissement que la digestion anaérobie, par contre, elle nécessite d'importantes dépenses d'énergie.
- La récupération de gaz (digestion anaérobie) permet des économies sur les frais d'exploitation.(ABDELLI Mohammed, 2011)

De cette comparaison, on préfère la digestion anaérobie.

VII-4-5-3. Dimensionnement du digesteur :

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

1. Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = X_t / 80 = 5593.72 / 80 = 69.92 \text{ m}^3 / \text{j}$$

2. Le temps de séjour du digesteur :

$$T_s = 175 \times 10^{(-0.03 \cdot t)} \dots \dots \dots \text{(VII.42)}$$

Avec $t = 35^\circ\text{C}$ donc $T_s = 15.6$ jours

3. Le volume du digesteur :

$$V_d = Q_d \times T_s = 69.92 \times 15.6 = 1090.75 \text{ m}^3$$

4. La surface horizontale de digesteur :

On prend $H = 4$ m

$$\text{Donc } S_h = V_d / H = 1090.75 / 4 = 272.69 \text{ m}^2$$

5. Le diamètre du digesteur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 272.69}{\pi}} = 18.63 \text{ m on prend } D_d = 19 \text{ m}$$

6. La quantité de matières sèches des boues fraîches F_g :

$$F_g = Q_{BE} \times F_s \times K_s \dots \dots \dots \text{(VII.43)}$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$K_s = 1$ tonne / $\text{m}^3 F_s$: la teneur en matières solides $F_s = 3$ à 4% on prend 4%

$$\text{Donc } F_g = 69.92 \times 1 \times 0.04 = 2.797 \text{ tonne /j}$$

7. La quantité de matière organique dans la boue fraîche F_o :

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$F_o = 0.6 \times F_g = 0.6 \times 2.797 = 1.678 \text{ tonne /j}$$

8. La quantité du gaz produite Q_{gaz} :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t)^{0.5} \cdot F_o = 138 (35)^{0.5} \times 1.678 = 1369.95 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité moyenne du gaz :

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{\text{gaz}} = 0.75 \times Q_{\text{gaz}} = 0.75 \times 1369.95 = 1027.46 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité du méthane (CH_4):

$$Q_{\text{CH}_4} = (0.6 \text{ à } 0.65) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend } Q_{\text{CH}_4} = 0.65 Q'_{\text{gaz}}$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0.65 \times 1027.46 = 667.85 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité du gaz carbonique CO_2 :

$$Q_{\text{CO}_2} = (0.3 \text{ à } 0.35) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend } Q_{\text{CO}_2} = 0.3 Q'_{\text{gaz}} ; Q_{\text{CO}_2} = 0.3 \times 1027.46 = 308.24 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité restante de gaz :

Les 5% sont constituées par l'autre gaz ($\text{NH}_2, \text{H}_2 \dots$)

$$Q_{\text{rest}} = 0.05 Q'_{\text{gaz}} = 0.05 \times 1027.46 = 51.37 \text{ m}^3/\text{j}$$

9. La quantité minérale dans la boue :

$$F_m = F_g - F_o = 2.797 - 1.678 = 1.119 \text{ tonne/j}$$

La quantité de boues digérées :

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_g f_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right) \dots\dots\dots(\text{VII.44})$$

(OLIVIER ALEXANDRE, 1998)

Avec:

- f_g : teneur en matière solide dans la boue digérée $f_g = 10\%$
- d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée $d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$
- d_g : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_g = 1 \text{ T/ m}^3$

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0.138 t^{0.5}) = 1.119 + 1.678 \times (1 - 0.138 \times 35^{0.5})$$

$$F_{gf} = 1.427 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 1.427 (1/0.1 + 1/2 + 1/1) = \mathbf{16.41 \text{ m}^3/\text{j}}$$

VII-4-5-4. Dimensionnement des lits de séchage :

Généralement il est composé d'une couche supérieure de sable de 10cm (calibre 0.5 à 1.5mm) d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15mm) et d'une couche inférieure de gros graviers (calibre 10à4mm) reposant sur le sol imperméable et soigneusement nivelé, des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés avec une légère pente dans la couche de base.

Les boues épandues liquéfiées sur une partie par de l'eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues.

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaisseur qui est égale à 5593.72Kg/j

A. Le volume d'un lit :

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm (Claude Cardot ,2006)

On prend : $e = 30 \text{ cm}$

La longueur $L = (20 \text{ à } 30) \text{ m}$

On prend : $L = 30 \text{ m}$, $H = 1$ et $B = 10 \text{ m}$ donc $V = 10 \times 30 \times 0.3 = 90 \text{ m}^3$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. (J.P.Becharc et al, 1987)

on la prend = 90 g/l. D'ou le volume journalier des boues à extraire sera :

$$V_e = 5593.72/90 = 62.15 \text{ m}^3/\text{j}$$

B. Volume des boues épandues par lit et par an :

On admet que le lit sert 15 fois par an donc :

$$V_a = 15 \times V \dots\dots\dots(\text{VII.45})$$

$$V_a = 15 \times V = 15 \times 90 = 1350 \text{ m}^3$$

C .Volume de boue à sécher par an :

$$V_{an} = 111.87 \times 365 = 22684.75 \text{ m}^3/\text{an}$$

D. Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a \dots\dots\dots(\text{VII.46})$$

$$N = V_{an} / V_a = 22684.75 / 1350 \quad \quad \quad \mathbf{N = 17 \text{ lits}}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = L \times B \times N \dots\dots\dots (\text{VII.47})$

$$S_T = L \times B \times N = 30 \times 10 \times 17 = 5100 \text{ m}^2$$

➤ **Horizon 2045**

Les résultats de calcul de l'horizon 2045 sont représentés dans le tableau suivant

Chapitre VII : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau VII-13 : Récapitulatif de traitement des boues.

Désignations		unité	2030	2045
Dimensionnement de l'épaississeur				
Boues issues du décanteur primaire	X_p	kg/j	4223.07	1228.53
Boues issues du décanteur secondaire	X_s	kg/j	1370.65	398.63
Boues total	X_t	kg/j	5593.72	1627.16
Débit des boues primaire	Q_{d1}	m ³ /j	168.92	49.14
Débit des boues secondaire	Q_{d2}	m ³ /j	91.38	26.58
Le débit total	Q_{total}	m ³ /j	260.3	75.72
Concentration du mélange	S_m	g/l	21.49	21.49
Hauteur	H	m	3	3
Surface horizontale	S_h	m ²	173.53	50.48
Volume	V	m ³	520.6	151.44
Diamètre	D	m	15	8
Le digesteur				
Le débit des boues arrivant au digesteur	Q_d	m ³ /j	69.92	20.34
Temps de séjours	T_s	j	15.6	15.6
Surface horizontale	S_h	m ²	272.69	79.33
Hauteur	H	m	4	4
Volume	V	m ³	1090.75	317.30
Diamètre	D	m	19	10
La quantité de matières sèches des boues fraîches:	F_g	tonne /j	2.797	0.813
La quantité de matière organique dans la boue fraîche	F_o	tonne /j	1.678	0.488
La quantité du gaz produite	Q_{gaz}	m ³ /j	1369.95	398.41
La quantité moyenne du gaz	Q_{gaz}'	m ³ /j	1027.46	298.81
La quantité du méthane (CH ₄)	Q_{CH_4}	m ³ /j	667.85	194.23
La quantité du gaz carbonique CO ₂	Q_{CO_2}	m ³ /j	308.24	89.64
La quantité restante de gaz :	Q_{rest}	m ³ /j	51.37	14.94
La quantité minérale dans les boues	F_m	tonne /j	1.119	0.325
La quantité de boues digérées	Q_r	m ³ /j	16.41	4.77
Lit de séchage				
Le volume de boues épandues sur chaque lit	V_{lit}	m ³	90	90
Le volume des boues à extraire/ j	V_e	m ³ /j	62.15	18.08
Volume des boues épandues par lit et par an	V_a	m ³	1350	1350
Volume des boues à sécher par an	V_{an}	m ³	22684.75	6599.2
Nombre de lits nécessaire	N_{lit}	-	17	5
Surface nécessaire	S	m ²	5100	1500

Etude de la variante à faible charge

VII.5.Variante à faible charge en bassin unique :

Les ouvrages de prétraitement sont indépendants de la charge de pollution à l'entrée de la station, donc leur dimensionnement reste identique à celui du procédé du système à boues activées à moyenne charge.

Il s'agit des ouvrages suivants:

- Le dégrilleur
- Le déssableur-déshuileur.

Le traitement biologique par boues activées à faible charge aboutit à la formation d'une boue stable non fermentescible en admettant l'eau brute simplement dégrossie (sans décantation primaire c.à.d. le décanteur primaire sera supprimé dans le traitement à faible charge.)

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

La charge massique (Cm) :

$0.1 < C_m < 0.2$ Kg DBO₅/Kg MVS j (Office international de l'eau, 2005)

La charge volumique (Cv) ::

$0.3 < C_v < 0.6$ Kg DBO₅/ m³/j (Office international de l'eau, 2005)

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

$C_m = 0.15$ Kg DBO₅/ Kg MVS j

$C_v = 0.45$ Kg DBO₅/ m³/ j

➤ **Horizon 2030**

VII.5.1.Dimensionnement du bassin d'aération :

A. Dimension de bassin d'aération

1. Le volume des bassins correspondants est de :

$$V_a = L_0 / C_v$$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L₀ : charge polluante (kg DBO/j) = 4158 kg DBO/j

Donc : $V = L_0 / C_v = 4158 / 0.45 = 9240$ m³

On prend **V = 9240 m³**

3. Surface horizontale du bassin :

La profondeur est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 5 m**

La hauteur de revanche du bassin doit être h ≥ 80 cm. On prend **h = 80 cm.**

$$S_h = V / H = 9240 / 5 = 1848 \text{ m}^2$$

On adoptera deux bassins d'aération de surface unitaire de 924 m²

Donc le bassin d'aération a les dimensions planes suivantes :

On prend : L = 2B ; S_h = 2B², alors : B = (S_h / 2)^{0.5}

S_h = L × B donc S_h = 2B², alors B = (S_h / 2)^{0.5} = 20.39 m donc on prend B = 21.5 m

D'où L = 43 m

Les dimensions de chaque bassin sont :

$$L= 43 \text{ m}, l=21.5\text{m}, H = 5 \text{ m}$$

4. La masse totale de boues dans les deux bassins :

$$Cm = \frac{L_0}{X_t} \text{ Donc } X_t = L_0 / Cm = 4158 / 0.15 = 27720 \text{ kg /j}$$

5. Concentration de boues dans le bassin :

$$[X_a] = X_t / V = 27720 / 9240 = 3 \text{ Kg / m}^3$$

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

6. Calcul du temps de séjour :

- Pour le débit moyen horaire $T_s = V / Q_{\text{moy}} = 4620 / 385 = 12 \text{ h}$

- Pour le débit de pointe par temps sec $T_s = V / Q_{\text{ps}} = 4620 / 670 = 6.9 \text{ h} = 6 \text{ h } 54 \text{ min}$

- Pour le débit de pointe par temps de pluie. $T_s = V / Q_{\text{tp}} = 4620 / 2010 = 2.3 \text{ h} = 2 \text{ h } 18 \text{ min}$

B. Qualité de l'effluent :

La charge polluante à la sortie à une concentration L_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

D'où :

$$L_f = 30 \times 10^{-3} \times 9239 = 277.17 \text{ kg/j}$$

$$L_e = L_0 - L_f = 4158 - 277.17 = 3880.83 \text{ Kg/j}$$

Donc le rendement d'élimination est de

$$e_p = (L_0 - L_f) / L_0 = 3880.83 / 4158 = 93.33\%$$

C. Bilan des boues :

1. Calcul de la quantité des boues en excès :

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

$$\Delta X = X_{\text{min}} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - b X_t - X_{\text{eff}}$$

Avec :

- X_{min} : Boues minérales
- 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) a_m varie entre 0,53 < a < 0,65
- L_e : quantité de DBO₅ éliminé
- b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b = \frac{b'}{1,42}$

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène. = 0,09

$$b = \frac{0,09}{1,42} = 0,063$$

- X_t : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg)

- X_{eff} : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30 mg/l).

La charge journalière en MES à la sortie de dessableur est 1922.25 Kg/j

$$X_{\text{min}} = 0.3 \times \text{MES} = 0.3 \times 4258.1 = 1277.43 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3MVS = 0.3 \times 0.7 \times MES = 0.3 \times 0.7 \times 4258.1 = 894.20 \text{ Kg /j}$$

On prend $a_m = 0.6$ donc $a_m L_e = 0.6 \times 3880.83 = 2328.5 \text{ Kg/j}$

$$bX_t = 0.063 \times 27720 = 1746.36 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 30 \text{ mg/l} = 0.03 \times 9239 = 277.17 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 1277.43 + 894.20 + 2328.5 - 1746.36 - 277.17 = 2476.6 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 2476.6 \text{ kg/j}$$

2. Concentration de boues en excès :

La concentration des boues en excès est donnée par la relation suivant :

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

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100 ÷ 150) .(Houli, 2014)

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 : $I_m = 125$ D'où : $X_m = \frac{1200}{125}$ donc $X_m = 9.6 \text{ Kg/m}^3$

3. Le débit de boues en excès :

Le débit de boues en excès est défini par la relation suivante :

$$Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} \text{ d'où } Q_{excès} = 257.98 \text{ m}^3/\text{j}$$

4. Le débit spécifique par m³ de bassin :

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

V : Volume de bassin

Donc : $q_{sp} = 2476.6 / 9240 = 0.27 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$ d'où $q_{sp} = 0.27 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$

5. Le débit des boues recyclées :

Il est donné par l'expression suivante :

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

R : taux de recyclage(%)

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

Donc : $R = \frac{100 \times 3}{\frac{1200}{125} - 3} = 45.45 \%$ donc **R = 45.45 %**

6. Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R Q_j$$

$Q_r = 45.45 \% \times 9239 = 4199.13 \text{ m}^3/\text{j}$ donc **$Q_r = 4199.13 \text{ m}^3/\text{j}$**

7. Age des boues :

L'âge des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues

présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

D'après l'équation III.4 on a : $\theta = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{X_a \times V}{\Delta X} = \frac{27720}{2476.6} = 11.19 \text{ jours} = 11 \text{ j } 4 \text{ h } 33 \text{ min}$

D. Bilan de l'azote

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

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

$$N_{nit} = NK_{entrée} - N_{opr} - N_{osr} - N_{ass} - NH_{4rejet} \dots \dots \dots (VII.48)$$

Avec :

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

Tel que :

- ✓ $NK_{entre} = 1001 \text{ Kg /j}$
- ✓ $N_{opr} = 2\% NK_{entrée} = 20.02 \text{ Kg /j}$
- ✓ $N_{osr} = 2\% NK_{entrée} = 20.02 \text{ Kg /j}$
- ✓ $N_{ass} = 0.05 \times L_e$ (5% de la DBO_5 éliminée par l'aérateur) = 194.04 Kg/j
- ✓ $NH_{4rejet} = [NH_{4.résiduel}] \times 10^{-3} \times Q_{m,j}$, (avec $[NH_{4.résiduel}] = 1 \text{ mg/l}$) = 9.24 Kg /j

Donc

$$N_{nit} = 757.68 \text{ Kg /j}$$

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

Elle est donnée par la relation suivante:

$$V_{nit} = 0.116 \times 1.06^{T-20} \times C_{VN} \dots \dots \dots (VII.49) \quad (\text{Gaëlle Deronzier et al,2001})$$

Avec :

- V_{nit} : Vitesse de nitrification en (mg N/l.h).
- T : Température en ($^{\circ}C$) = 17.15 $^{\circ}C$.
- $C_{v.N}$: Charge volumique en $NK_{entrée}$, en (g N/m³ bassin d'aération. j).

On a $C_{VN} = \frac{CNK}{V} = \frac{1001}{9240} \times 10^3 = 108.33 \text{ g N/m}^3 \text{ bassin d'aération. j}$

D'où $V_{nit} = 10.86$

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

Elle est donnée par la relation suivante:

$$V_{dénit} = 0.0072 \times 1.06^{T-20} \times C_{vDCO} \dots \dots \dots (VII.50) \quad (\text{Gaëlle Deronzier et al,2001})$$

Avec :

- $V_{dénit}$: vitesse de dénitrification en (mg N-NO₃/l.h).

- $C_{v,DCO}$: Charge volumique en DCO totale en (g DCO totale/m³ bassin d'aération. j).

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

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

$$C_{VDCO} = \frac{C_{DCO}}{V} = \frac{6790.67}{9240} \times 10^3 = 779.92 \text{ g DCO totale/m}^3 \text{ bassin d'aération. j}$$

$$V_{deni} = 4.85 \text{ mg N-NO}_3/\text{l.h}$$

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

Elle est obtenue selon l'expression suivante :

$$\text{Durée O}_2 \text{ mini} = (N_{nit} \times 1000) / (V_{nit} \times V) \dots\dots\dots(\text{VII.51}) \quad (\text{Gaëlle Deronzier et al,2001})$$

Avec :

- Durée O₂ mini : Durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification en (h/j).
- N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j).
- V_{nit} : Vitesse de nitrification en (mg N/l.h).
- V : Volume du bassin d'aération en (m³).

$$DO_2 = (757.68 \times 1000) / (10.86 \times 9240) = 7.55 \text{ h /j}$$

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

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

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

$$t_{anox} = 24 - \text{Durée O}_2 \text{ mini} - 2,5 \dots\dots\dots(\text{VII.52}) \quad (\text{Gaëlle Deronzier et al,2001})$$

$$T_{annoxie} = 13.95 \text{ h/j}$$

6. La masse d'azote nitrique rejetée ($N\text{-NO}_3 \text{ rejet}$) :

$$N\text{-NO}_3 \text{ rejet} = [N\text{-NO}_3 \text{ rejet}] \times 10^{-3} \times Q_{m,j} \dots\dots\dots(\text{VII.53}) \quad (\text{Kg/j})$$

(Gaëlle Deronzier et al,2001)

Avec:

- $[N\text{-NO}_3 \text{ rejet}]$: La concentration d'azote nitrique rejeté en (Kg/j). On à :
 $[N\text{-NO}_3 \text{ rejet}] = 5 \text{ mg/l. (norme oms)}$
- $Q_{m,j}$: Débit moyen journalier en (m³/j).

$$N\text{-NO}_3 \text{ rejet} = 5 \times 10^{-3} \times 9239 = 46.2 \text{ Kg /j}$$

7. La masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération ($NO_3 \text{ BA}$):

$$NO_3 \text{ BA} = V_{denit} \times V \times 10^{-3} \times t_{anox} (\text{Kg/j}) \dots\dots\dots(\text{VII.54}) \quad (\text{Gaëlle Deronzier et al,2001})$$

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

$$NO_3 \text{ BA} = 625.16 \text{ Kg/j}$$

8. La masse totale d'azote dénitrifié ($NO_3 \text{ nit}$) :

Masse totale d'azote dénitrifié : masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération à l'arrêt des aérateurs + masse d'azote nitrique rejetée. (Gaëlle Deronzier et al,2001)

$$NO_{3\text{dénit}} = NO_{3\text{BA}} + N\text{-}NO_{3\text{rejet}} \dots \dots \dots \text{(VII.55)}$$

$$NO_{3\text{dénit}} = 625.16 + 46.2 = 671.36$$

$$NO_{3.\text{nit}} = 671.36 \text{ (Kg/j)}$$

9. Le rendement d'élimination de l'azote ($\eta_{\text{lim.N}}$):

$$\eta_{\text{lim.N}} = \frac{NO_{3\text{nit}}}{NK_{\text{entrée}}} \times 100 \dots \dots \dots \text{(VII.56)}$$

$$\text{Donc : } \eta_{\text{lim.N}} = 67.07 \%$$

E. Besoins en oxygène

1. Les besoins journaliers en oxygène (q_{O_2}) :

Les besoins d'oxygène sont donnés par la relation suivante

$$q_{O_2} = DO_{MO} + DO_{Nit} + DO_{\text{endog}} - AO_{\text{dénit}} \dots \dots \dots \text{(VII.57)}$$

Avec :

DO_{MO} représente Les besoins à l'oxydation de la matière organique :

On considère que la demande en oxygène nécessaire à l'oxydation de la matière organique représente 66% de la DBO éliminée. Le besoin en oxygène est donnée par :

$$DOMO = \alpha \times Le$$

Avec :

- ✓ DO_{MO} : La demande journalière en oxygène correspondant au traitement de la matière organique en (Kg O₂/j) ;
- ✓ α : Coefficient de consommation de l'oxygène lors de l'oxydation de la DBO₅
- ✓ Le : La charge en DBO₅ éliminée en (Kg/j).

DO_{Nit} représente Les besoins à la nitrification :

Pour l'oxydation d'1 g d'azote ammoniacal, il est nécessaire d'apporter 4.2 g d'oxygène.

$$\text{Donc on aura : } DO_{Nit} = 4.2 \times N_{nit}$$

Avec :

- DO_{Nit} : La demande journalière en oxygène correspondant à la nitrification en (Kg O₂/j) ;
- N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j).

DO_{endog} représente Les besoins à l'auto-oxydation des boues (respiration endogène) :

$$DO_{\text{endog}} = b' \times X_t$$

Avec :

- ✓ DO_{endog} : La demande journalière en oxygène pour la respiration endogène des boues en (Kg O₂/j) ;
- ✓ b' : Coefficient d'endogène (Kg O₂ /Kg MVS) : 0.063
- ✓ X_t: Masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg).

AO_{dénit} représente La restitution d'oxygène par dénitrification :

La dénitrification donnant lieu à une oxydation de matière organique peut être

considérée comme équivalente à une rétrocession de 2.85 g d'oxygène par 1g d'azote nitrique dénitrifié. L'apport journalier d'oxygène rétrocedé par la dénitrification s'écrit :

$$AO_{\text{dénit}} = 2.85 \times N_{\text{dénit}}$$

Avec :

- ✓ $AO_{\text{dénit}}$: L'apport journalier d'oxygène rétrocedé par la dénitrification en (Kg O₂/j).
- ✓ $N_{\text{dénit}}$: La masse d'azote journalière à dénitrifier en (Kg/j).

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

$$q_{O_2} = DO_{MO} + DO_{Nit} + DO_{\text{endog}} - AO_{\text{dénit}}$$

$$q_{O_2} = a L_e + 4.2 N_{\text{nit}} + b' X_t - 2.85 N_{\text{dénit}}$$

$$q_{O_2} = 0.66 \times 3880.83 + 4.2 \times 757.68 + 0.063 \times 27720 - 2.85 \times 671.36 = 5576.59 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

$$q_{O_2} = 5576.59 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

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

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

$$q_{O_2/h} = 5576.59 / 24 = 232.36 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

3. La quantité d'oxygène nécessaire pour un Kg de DBO_{5e} :

$$q_{O_2} = 5576.59 / 3880.83 = 1.4 \text{ kg(O}_2\text{)/kg de DBO}_5 \text{ éliminé}$$

Et une quantité par m³ de bassin :

$$q_{O_2}/m^3 = 5576.59 / 9240 = 0.6 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3$$

3. Les besoins de pointe en oxygène ($q_{O_2,p}$) :

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

$$q_{O_2,p} = q_{O_2} / 16$$

$$q_{O_2,p} = 5576.59 / 16 = 348.54 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

4. Les besoins horaires en oxygène pour la nitrification ($q_{O_2/h,nit}$) :

$$q_{O_2/h,nit} = q_{O_2} / \text{Durée O}_2 \text{ mini}$$

$$q_{O_2/h,nit} = 5576.59 / 7.55 = 738.62 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

E. Besoin réel en pointe en oxygène

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{q_{O_2}}{a \cdot \beta}$$

$$a = \frac{Cs(\text{eau usée})}{Cs(\text{eau épuré})} = 0.9$$

- ✓ β : tel que $0,8 \leq \beta \leq 0,95$ (HADJRABAH, 2005)

On prend : $\beta = 0,95$

$$q_{o_2 \text{ réel}} = \frac{232.36}{0.9 * 0.95} = 271.77 \text{Kg } o_2/\text{h}$$

En moyenne :

$$q_{o_2 \text{ réel jour}} = 5576.59 / (0.9 * 0.95) = 6522.39 \text{ Kgo}_2/\text{j}$$

g. Les caractéristiques de l'aérateur

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

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

1. Capacité totale d'oxygène transféré (N_0) :

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK :

$$N_0 = (1.98 \times 10^{-3} \times P_a) + 1$$

Avec :

- P_a : Puissance par m^2 du bassin tel que $P_a = (70 \div 80) \text{ w}/m^2$
- On prend $P_a = 80 \text{ w}/m^2$.
- N_0 : capacité totale d'oxygène transféré par unité de puissance dans les conditions standards.

$$N_0 = 1.98 \times 10^{-3} \times 80 + 1 \Rightarrow N_0 = 1.16 \text{ kg } O_2 / \text{KWh}$$

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

La quantité d'oxygène par unité de puissance est donnée par la formule suivant :

$$N = N_0 \times \left(\frac{(\beta \times C_S) - C_L}{C_S} \right) \times \alpha \times E^{(T-20)}$$

Avec :

- C_L : Concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à $t=25^\circ\text{C}$, $C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg}/\text{l}$. On prend $C_L = 1.5 \text{ mg}/\text{l}$.

- C_S : Concentration de saturation en oxygène à la surface à 20°C . $C_S = 9.2 \text{ mg}/\text{l}$ pour les aérateurs de surface .

- α : Coefficient relatif à la présence de produits tensio-actifs

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

- E : Facteur de correction qui relie le transfert d'oxygène à la surface de l'eau usée
0,8 0,95 On prend $\alpha = 0.9$

- E : coefficient de température, $E = 1.02$

Donc : $N = 0.91 \text{Kg } O_2/\text{KWh}$

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

Cette puissance est donnée par :

$$P_{an} = \frac{q_{O_2P}}{N}$$

Avec :

- $P_{a.n}$: Puissance d'aération nécessaire en (KW).
- $q_{O_2.p}$: besoins de pointe en oxygène en (Kg O₂/h).
- N : quantité d'oxygène par unité de puissance en (Kg O₂/KWh).

$$P_{an} = 384.54 / 0.91 = \mathbf{422.57 \text{ Kw}}$$

4. La puissance de brassage (P_b) :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$P_b = P_a \times S_h$$

Avec :

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

$$P_b = 80 \times 1848 \times 10^{-3} = \mathbf{147.84 \text{ Kw}}$$

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

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

$$N_{a\acute{e}r} = \frac{P_{an}}{P_b}$$

$$N = 422.57 / 147.84 = \mathbf{2.86}$$

Donc on prend $N_a = \mathbf{3 \text{ a\acute{e}rateur}}$

VII.5.2. Dimensionnement du clarificateur :

Le volume de clarificateur :

$$V = Q_{ptp} \times t_s$$

Le temps de séjours varie entre 1.5 à 2.5 h.

Le débit de pointe à temps de pluie $Q_{ptp} = 2010 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$\text{Donc } V = 2010 \times 1.5 = \mathbf{3015 \text{ m}^3}.$$

a. La surface horizontale de clarificateur :

La profondeur de clarificateur est comprise entre (3÷5) m.

On prend $H=4$ et on prévoit une revanche =0.5 m donc $H_{\text{final}}=4.5\text{m}$.

La surface horizontale de clarificateur sera égale

$$S_h = V/H = 3015 / 4 = 753.75 \text{ m}^2 \quad \mathbf{S_h = 753.75 \text{ m}^2}$$

On adoptera Deux bassins d'aération de surface unitaire de $\mathbf{376.875 \text{ m}^2}$

b. de clarificateur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 376.875}{\pi}} = 21.9 \text{ m} \quad \text{on prend } \mathbf{D = 22\text{m}}$$

c. Le temps de séjour

$$T_s = V / Q$$

Au débit de pointe par temps sec

Chapitre VII : Dimensionnement de la station d'épuration

$$T_s = V / Q_{pts} = 3015 / 670 = 4.5h$$

$$t_s = 4 \text{ h } 30 \text{ min}$$

Au débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = V / Q_{ptp} = 3015 / 2010 = 1.5h$$

$$t_s = 1 \text{ h } 30 \text{ min}$$

➤ Horizon 2045

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp}(2045) - Q_{ptp}(2030) \quad \text{Donc: } Q_{ptp} = 0.708 - 0.558 = 0.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

Tableau VII-14: Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire.

Désignations		Unité	2030	2045
Charge polluante à l'entrée du bassin	L_o	Kg/j	4158	1209.6
La charge polluante à la sortie	L_f	KgDBO ₅ /j	277.17	80.7
La charge polluante éliminée	L_e	KgDBO ₅ /j	3880.83	1128.9
Le rendement de l'épuration	e_p	%	93.33	93.33
Dimensionnement du bassin d'aération				
Volume du bassin	V	m ³	9240	2688
Nombre	N_b	-	2	1
Hauteur du bassin	H	M	5	5
Surface horizontale du bassin	S_h	m ²	924	537.6
Largeur du bassin	B	M	21.5	16.5
Longueur du bassin	L	M	43	33
La masse de boues dans le bassin	X_t	Kg	27720	8064
Concentration de boues dans le bassin	[Xa]	Kg/ m ³	3	3
Temps de séjours en temps sec	T_s	h	6.9	13.44
Bilan de boues				
Calcul de la quantité des boues en excès	x	Kg/j	2476.6	720.33
Concentration de boues en excès	X_m	Kg/m ³	9.6	9.6
Le débit de boues en excès	Q_{ex}	m ³ /j	353.23	75.03
Le taux de boues recyclées	R	%	45.45	45.45
Le débit des boues recyclées	Q_r	m ³ /j	4199.13	1222.61
Age des boues	A_b	j	11.19	11.19

Tableau VII-15 : Suite de récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire.

Caractéristiques du clarificateur				
Forme		circulaire		
Nombre de bassins	N_b	-	2	1
Surface horizontale	S_h	m^2	753.75	270
Diamètre	D	m	22	19
Volume	V	m^3	3015	810
Hauteur	H	m	4	3
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps de pluie	$T_{s, ptp}$	h	1.5	1.5
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	$T_{s, pts}$	h	4.5	4.5

VII.5. 3.La désinfection :

Les mêmes résultats de calcul pour la variante à faible charge que la variante à moyenne charge, les résultats sont représentés dans le tableau **Tableau VII-11**

VII.5.4.Traitement des boues :

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur .Après épaissement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

➤ Horizon 2030 :

a. Dimensionnement de l'épaississeur :

Il reçoit les boues issues du clarificateur. La production journalière des boues est de:

1. La quantité totale journalière des boues sera

$$X_t = X_c = 2476.6 \text{ Kg/j}$$

Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

Débit reçu par l'épaississeur est le débit arrivant du clarificateur

$$Q_c = X/S$$

X_c : Quantité des boues issues du clarificateur.

S : concentration des boues extrait du clarificateur, elle varie dans l'intervalle suivant $S = (10 \div 30) \text{ g/l}$. (DEGREMONT, 2005)

$$X_c = 2476.6 \text{ Kg/j} \quad , \quad S = 15 \text{ g/l}$$

Donc on aura $Q_c = 2476.6/15 = 165.11 \text{ m}^3/\text{j}$

2. Volume de l'épaississeur :

$$V = Q_c \times t_s$$

t_s varie de (1 à 15) j (GHOURI Farid, 2011)

On prend $t_s = 2 \text{ j}$ Donc $V = 165.11 \times 2 = 330.22 \text{ m}^3$

3. Surface horizontale de l'épaisseur :

$$S_h = V/H$$

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

$$\text{Donc } S_h = 330.22/3 = \mathbf{110.07\text{ m}^2}$$

On adoptera Deux bassins de surface unitaire de $\mathbf{55.035\text{ m}^2}$

4. Diamètre de l'épaisseur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 55.035}{\pi}} = 8.37\text{ m} \text{ donc on prend un diamètre de } \mathbf{D = 9\text{ m}}$$

5. Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. on prend : $C_B = 90\text{ g/l}$.

$$Q_d = DXc/90 = 2476.6/90 = \mathbf{27.52\text{ m}^3/\text{j}}$$

b. Dimensionnement des lits de séchage :

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaisseur qui est égale à 2476.6 Kg/j

1. Le volume d'un lit :

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm

(Claude Cardot, 2006)

On prend : $e = 30\text{ cm}$

La longueur $L = (20 \text{ à } 30)\text{ m}$

On prend : $L = 30\text{ m}$, $H = 1$ et $B = 10\text{ m}$

$$V = 10 \times 30 \times 0.3 = 90\text{ m}^3$$

$$V_e = 2476.6/90 = 27.52\text{ m}^3/\text{j}$$

2. Volume des boues épaissies par lit et par an :

On admet que le lit sert 15 fois par an donc :

$$V_a = 15 \times V = 15 \times 90 = 1350\text{ m}^3$$

3. Volume de boue à sécher par an :

$$V_{an} = 27.52 \times 365 = 10044.8\text{ m}^3/\text{an}$$

Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 10044.8 / 1350 \qquad N = 8\text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = L \times B \times N = 30 \times 10 \times 8 = 2400\text{ m}^2$

➤ **Horizon 2045 :**

Même procédés de calcul que l'horizon 2030 les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci suivant

Tableau VII-16: Récapitulatif traitement des boues.

Désignations	unité	2030	2045
Dimensionnement de l'épaisseur			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	2476.6	720.33
Le débit total	m ³ /j	165.11	48.02
Débit des boues épaissies	m ³ /j	27.52	8.003
Nombre de bassin		2	1
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	55.035	32.01
Volume	m ³	165.11	96.03
Diamètre	m	9	6.5
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	90	90
Le volume des boues à extraire/ j	m ³ /j	27.52	8
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	1350	1350
Volume des boues à sécher par an	m ³	10044.8	2920
Nombre de lits nécessaire	-	8	3
Surface nécessaire	m ²	2400	900

VII.6. Etude économique de la station d'épuration

Dans toute étude scientifique, il est nécessaire de dégager une évaluation économique afin de déterminer son impact financier et ainsi pour pouvoir lier la technique avec l'économie.

Compte tenu de la qualité des effluent à traité et du niveau de rejet requis, nous avons choisi la variante faible charge.

Le coût estimatif du projet est établi sur la base du coût du mètre cube (m³) d'eau épurée par la station. Ce coût est composé de :

- ✓ Coût d'investissement
- ✓ Coût de fonctionnement

VII.6.1. coût d'investissement :

Le cout d'investissement est composé de :

- ✓ Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton)
- ✓ Coût des équipements

VII.6.1.1. Coût de terrassement :

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 300 DA.

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = h_{\text{decapé}} \times S_{hi}$$

S_{hi} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 300 \times V$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Tableau VII-17: Cout de terrassement

Désignation de l'ouvrage	Nombre	Volume V, (m ³)	Coût DA
Cuve de distribution	1	1.11	2633.832
Dégrilleurs grossier	1	0.735	210
Dégrilleurs fin	1	1.08	441
Déssableur –déshuileur	2	40.8	16907.4
Bassin d'aération	2	6763.68	1392028.4
Clarificateur	2	2189.56	513992.142
Epaississeur	2	38.17	6210.75
Lits de séchage	8	840	157500
Bassin de désinfection	2	469.3	91842.3
Total	21	10344.435	3103330.5

VII.6.1.2. Coût de béton armé :

Le coût du mètre cube de béton ferraille avec la main d'œuvre est estimé actuellement $P_u = 36000$ DA.

$$C_b = P_u \times V_{tb}$$

C_b : est le coût du béton.

V_{tb} : est le volume total du béton.

Épaisseur des murs de l'ouvrage e_m : 0.15 à 0.5 m.

Épaisseur en radiers de l'ouvrage e_r : 0.3 à 0.4 m.

* Données de base

Épaisseur du mur $e_m = 0.5$ m.

Épaisseur du radier $e_r = 0.4$ m.

Le volume total du béton pour chaque ouvrage sera la somme des deux volumes:

a. Volume du radier (V_r) : $V_r = e_r \times S \times h$.

b. Volume des murs (V_m) : $V_m = P \times e_m \times H$.

(P est le périmètre, H est la hauteur)

Donc : $V_{tb} = V_r + V_m$

Tableau VII.18 : Cout de béton armé

Désignation de l'ouvrage	Nombre	Volume de mur m ³	Volume de radier m ³	Volume total de m ³ béton	Cout DA
Cuve de distribution	1	3.14	1.257	4.397	167086
Dégrilleurs grossier	1	2.44	0.84	3.28	124640
Dégrilleurs fin	1	3.04	1.44	4.48	170240
Déssableur –déshuileur	2	59.2	26.88	86.08	3271040
Bassin d'aération	2	645	739.6	1384.6	52614800
Clarificateur	2	276.46	304.106	580.566	22061508
Epaississeur	2	84.82	50.89	135.71	5156980
Lits de séchage	8	320	960	1280	48640000
Bassin de désinfection	2	171	144.4	315.4	11985200
Total	21	1565.1	2229.413	3794.513	144191494

VII.6.1.3. Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{t_{ba}} = 3103330.5 + 144191494 = 147294825 \text{ DA}$$

VII.6.1.4. Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0.25 \times C_{gc} = 0.25 \times 147294825 = 36823706.1 \text{ DA}$$

VII.6.1.5. Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :

Il est estimé à 40% du ($C_{gc} + C_{VRD}$)

$$C_{eq} = 0.4 \times (147294825 + 36823706.1) = 73647412.3 \text{ DA}$$

VII.6.1.6. Coût total des investissements de la station :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{eq} = 147294825 + 36823706.1 + 73647412.3 ; C_{ti} = 257765943 \text{ DA}$$

VII.6.2. Coût de fonctionnement :

VII.6.2.1. Le coût de l'énergie (consommation électrique) :

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_e' = P_u \cdot E_c$$

P_u : prix unitaire du Kwh, $P_u = 4.18 \text{ DA}$

E_c : énergie totale consommée (Kwh), E_c est estimé à 1,7 Kwh/m³

$$C_e = Q \cdot C_e' = Q \cdot P_u \cdot E_c$$

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2030

$$C_e = 48240 \times 365 \times 4.18 \times 1.7 = 125119605.6 \text{ DA/an}$$

VII.6.2.2. Le coût des réactifs chimiques :

Le prix de m³ d'hypochlorite est de 2958.23 DA/m³

$$C_{aj} = V_a \cdot P = 221.56 \times 2958.23 = 655425.44 \text{ DA/an}$$

VII.6.2.3. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{rm} = 0.05 \times 257765943 = 12888297.1 \text{ DA}$$

VII.6.2.4. Le coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{ff} = 0.05 \times 257765943 = 12888297.1 \text{ DA}$$

VII.6.2.5. Le coût de fonctionnement total :

$$C_{ft} = C_e + C_{aj} + C_{rm} + C_{ff} = 125119605.6 + 655425.44 + (12888297.1 \times 2)$$

$$C_{ft} = 151551625.2 \text{ DA}$$

VII.6.3. Calcul du prix du m³ d'eau traitée :

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2030 est de :

$$V_a = 365 \times 2010 \times 24 = 17607600 \text{ m}^3/\text{an}$$

Le coût d'amortissement annuel

$$C_{aa} = C_{ti} / t \quad / t : \text{durée d'amortissement } t = 30 \text{ ans}$$

$$C_{aa} = 257765943 / 30 = 8592198.1 \text{ DA}$$

VII.6.3.1. Le coût total de la station :

$$C_{t_{st}} = C_{aa} + C_{ft} = 8592198.1 + 151551625.2$$

$$C_{t_{st}} = 160143823 \text{ DA}$$

VII.6.3.2. Le coût de m³ d'eau épurée:

$$C_e = C_{t_{st}} / V_a = 160143823 / 17607600 \quad ; \quad C_e = 9.095 \text{ DA}$$

VII.6.3.3. Le coût du m³ d'eau sans les frais d'amortissement :

$$C_e = C_{F_{st}} / V_a = 151551625.2 / 17607600 \quad C_e = 8.607 \text{ DA}$$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration de la ville d'OUED FODDA, pour les deux horizons et les deux variantes la faible et la moyenne charge.

Le procédé biologique choisi pour traiter les eaux résiduaires de l'agglomération d'OUED FODDA est de type « Boues activées à faible charge ». En effet, le procédé boues activées à faible charge qui présente de nombreux avantages à savoir :

- ✓ Des rendements d'éliminations dépassants les 90% tandis qu'ils sont de 80% pour la moyenne charge ;
- ✓ Possibilité de la nitrification dans le bassin d'aération ;
- ✓ Les boues produites stables ne nécessitent pas un traitement pressé ;
- ✓ L'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire ;
- ✓ Faible quantité des boues produite (kg de boue sèche /kg de DBO5 éliminée qui est de l'ordre de 0.1 à 0.2, alors que pour la moyenne charge elle de 0.3 à 0.5).

En termes de rentabilité, ce projet fait apparaître de grand avantages, notamment la réutilisation des eaux usées qui nécessite pas de nouveaux investissements de traitement car la qualité des rejets répond aux critères de réutilisation pour un prix symbolique du mètre cube épuré.

Chapitre **VIII**

Calcul hydraulique

Introduction

Le dimensionnement adéquat des ouvrages constituant une station d'épuration des eaux usées est tributaire du débit de pointe en tenant compte de la dilution, Afin de ne pas inonder .le rendement épuratoire est tributaire de la stabilité de la qualité des eaux de la station d'épuration ; le débit d'apport doit être régularisé au moyen d'ouvrages projetés à l'amont de la station qui ne sont autres que le déversoir d'orage et le bassin-piège.

Afin d'éviter un surplus d'apport des eaux usées à la station d'épuration, notre objectif consiste à un dimensionnement d'un déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser cet apport.

VIII.1.Déversoir d'orage

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le Déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dérivé vers la station que les Débits de pointe en temps de pluie.

Dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

VIII.1.1.Type de déversoir d'orage

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base des connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte du régime d'écoulement, des niveaux d'eau de l'émissaire, de la position de l'exutoire et de la topographie du terrain.

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral (voir figure VII-1), car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire, ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

Le déversoir d'orage sera placé en amont de la station avant le dégrilleur.

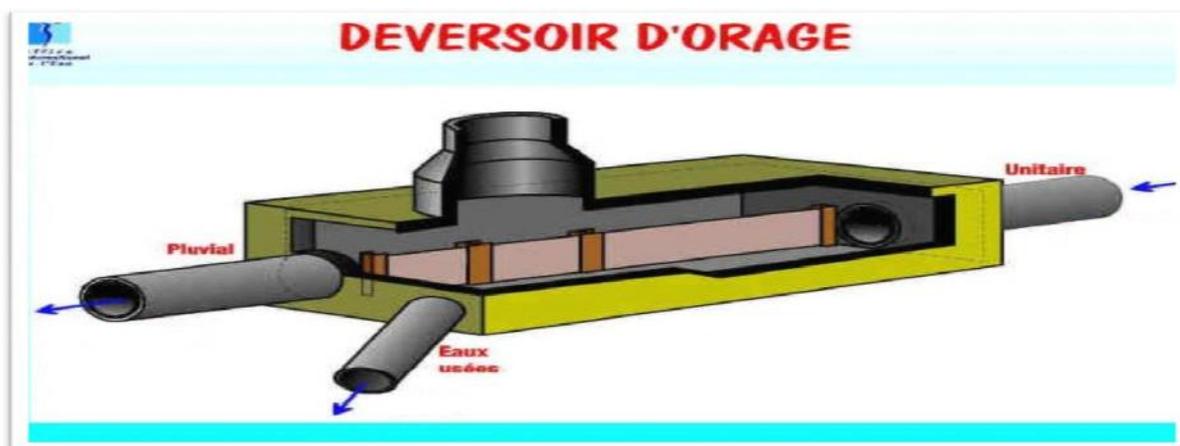


Figure VIII.1 : déversoir d'orage type latéral.

VIII.1.2.Description de la variante retenue

Pour notre étude, le collecteur principal prend comme point de départ le rejet N°1 situé à EL-KARIMIA, il longera la rive gauche de l'Oued par écoulement gravitaire jusqu'à l'air d'implantation du déversoir d'orage N°4 en passant par les rejets d'EL-KARIMIA et HARCHOUN et leurs déversoirs d'orage respectifs DVO N°1 et DVO N°2.

Cette ligne du collecteur, continue son chemin par écoulement gravitaire jusqu'au

regard de jonction R303 à l'entrée de la STEP.

Au niveau d'OUED FODDA un autre tronçon sera réalisé pour intercepter ses eaux usées, c'est le collecteur secondaire. Il prendra comme point de départ le regard existant R306 jusqu'au regard de jonction R303 en passant par le déversoir d'orage N°3.

Tableau VIII -1 : détermination du débit de point pour chaque agglomération.

Commune	Rejet de la pop (l/s)	Rejet des équi (l/s)	$Q_{moy,j}$ (l/s)	K_p	$Q_{pt,sec}$ (l/s)	Q_{ptp} (l/s)
KARIMIA	34.05	3.75	37.8	1.907	72.08	216.24
HARCHOUNE	6.68	1.54	8.22	2.37	19.48	58.44
OUED FODA	54.88	6.04	60.92	1.82	110.87	332.6232

VIII.1.3. Dimensionnement du déversoir d'orage

Les eaux usées recueillies des communes vont être acheminées vers la station d'épuration d'oued fodda. Cette station n'accepte que le débit des eaux usées, d'où la nécessité d'évacuer les débits pluviaux vers le milieu naturel par le biais des déversoirs d'orage.

Le débit pluvial a été estimé par la D.R.E de wilaya de chlef $Q_{pl} = 1092 \text{ l/s} = 1.092 \text{ m}^3/\text{s}$

Ces déversoirs sont rapprochés du milieu récepteur et sont en nombre de quatre (04) ; un (01) pour El karimia, un (01) pour Harchoun et les deux (02) pour Oued fodda.

$$\begin{cases} Q_v = Q_{pte.s} + Q_{pl} \\ Q_d = Q_v - Q_{pte.p} \end{cases}$$

Tableau VIII -2 : détermination de débit déversé.

N° des D.O	Commune	$Q_{pt,sec}$ (l/s)	Q_v (l/s)	Q_{ptp} (l/s)	Q_{dev} (l/s)
DVO N°1	KARIMIA	72.08	1164.08	216.24	947.84
DVO N°2	HARCHOUNE	19.48	1111.48	58.44	1053.04
DVO N°3	OUED FODA	110.87	1202.87	332.6232	870.25
DVO N°4	OUED FODA	202.43	1249.43	687.14	562.29

a. A l'amont du déversoir N°4 :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2045 :

$$Q_v = 1.2494 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0.6 \%$$

Et d'après l'abaque de Bazin [01] (annexe I) :

$$D_e = 1200 \text{ mm (diamètre à l'entrée du déversoir)}$$

$$Q_{ps} = 2.16 \text{ m}^3/\text{s (débit à pleine section)}$$

$$V_{ps} = 1.67 \text{ m/s (vitesse à pleine section)}$$

Et d'après l'abaque de Bazin [02] (annexe II) :

$$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 0.63 \text{ (rapport des débits)}$$

$$r_H = H_e/D_e = 0.58 \Rightarrow H_e = 0.58 \times 1200 = 696 \text{ mm (hauteur de remplissage)}$$

$$r_v = V/V_{ps} = 1.05 \Rightarrow V = 1.05 \times 1.67 = 1.75 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

b. A l'aval du déversoir :

On a :

$$Q_{pte.p} = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0.6 \%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.46 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0.62$$

$$r_H = 0.57 \Rightarrow H_s = 0.57 \times 1000 = 570 \text{ mm}$$

$$r_v = 1.05 \Rightarrow V = 1.05 \times 1.46 = 1.53 \text{ m/s}$$

Le débit déversé par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte.p} = 1.347 - 0.765 = 0.582 \text{ m}^3/\text{s}$.

C. Dimensionnement du déversoir d'orage:

La hauteur d'entrée **$H_e = 696 \text{ mm}$**

La hauteur de sortie **$H_s = 570 \text{ mm}$**

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) = (696 - 570) = 126 \text{ mm}$.

Donc la largeur du seuil déversant sera donnée par la formule de Bazin :

$$Q_{dev} = m \times b \times \sqrt{2g} \times H_d^{3/2} \text{ ou}$$

$$b = Q_{dev} / (m \times \sqrt{2g} \times H_d^{3/2}) \dots \dots \dots \text{VIII.1}$$

m : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0.6$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s

Nous avons choisi un déversoir de type frontal

$$b = 4.89 \text{ m}$$

On prend **$b = 5 \text{ m}$** .

Tableau VIII -3 : les paramètres hydrauliques entrant dans dimensionnement de déversoir d'orage.

N° des D.O	Q_v (m ³ /s)	Q_{ptp} (m ³ /s)	I (%)	De (mm)	Q_{ps} (m ³ /s)	V_{ps} (m/s)	r_Q	r_H	r_v	He (mm)	Ve (m/s)
DVO N°1	1.18	0.272	0.33	1200	1.59	1.4	0.74	0.64	1.08	768	1.51
DVO N°2	1.12	0.721	2.5	800	1.4	2.89	0.8	0.68	1.1	544	3.18
DVO N°3	1.23	0.42	1	1000	1.7	1.91	0.72	0.63	1.07	630	2.04
DVO N°4	1.347	0.765	0.6	1200	2.16	1.67	0.63	0.58	1.05	696	1.75

Tableau VIII -4 : les paramètres hydrauliques entrant dans dimensionnement de déversoir d'orage

N° des D.O	Q_v (m ³ /s)	Q_{ptp} (m ³ /s)	I (%)	Ds (mm)	Q_{ps} (m ³ /s)	V_{ps} (m/s)	r_Q	r_H	r_v	Hs (mm)	Vs (m/s)
DVO N°1	1.18	0.272	0.33	800	0.5	0.88	0.54	0.52	1.01	416	0.89
DVO N°2	1.12	0.721	2.5	800	1.4	2.5	0.51	0.51	1.01	408	2.52
DVO N°3	1.23	0.42	1	800	0.9	1.49	0.47	0.48	0.98	384	1.46
DVO N°4	1.347	0.765	0.6	1000	1.24	1.46	0.62	0.57	1.05	570	1.53

Tableau VIII -5 : les dimensionnement de déversoir d'orage.

N° des D.O	Commune	Q_{dev} (m ³ /s)	He (mm)	Hs (mm)	Hd (mm)	b (m)
DVO N°1	KARIMIA	0.91	768	416	352	1.7
DVO N°2	HARCHOUNE	0.104	544	408	136	0.8
DVO N°3	OUED FODA	0.811	630	384	246	2.5
DVO N°4	OUED FODA	0.582	696	570	126	4.9

d. Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer la partie d'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued.

On impose une pente de 0.6 % car nous avons un terrain plat.

$$Q_d = 0.582 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura : $D_d = 800 \text{ mm}$

$$Q_{ps} = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.43 \text{ m/s}$$

Donc $r_Q = 0.84$ abaque de Bazin (02) on aura :

$$r_h = 0.7 \Rightarrow H_e = 0.69 \times 800 = 552 \text{ mm}$$

$$r_v = 1.109 \Rightarrow V = 1.109 \times 1.43 = 1.586 \text{ m/s}$$

e .Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{pte} = 0.765 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 0.6% et elle devra intervenir lors d'un danger sur la station, et l'eau et dirige vers de le milieu récepteur.

$$Q_{pte} = 0.765 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } I = 0.6\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.46 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0.6$$

$$r_H = 0.57 \Rightarrow H_e = 0.57 \times 1000 = 570 \text{ mm}$$

$$r_v = 1.04 \Rightarrow V = 1.04 \times 1.46 = 1.52 \text{ m/s}$$

VIII.2.Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

VIII.2.1.Côtes du terrain naturel des ouvrages :

Ces côtes sont tirées du plan d'implantation suivant la position topographique de chaque ouvrage.

Tableau VIII -6 : Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Répartiteur	157.85
Dégrilleur	157.53
Dessableur-deshuilleur	156.73
Bassin d'aération	156.73
Clarificateur	156.73
Bassin de désinfection	156.73

VIII.2.2.Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration

Pour cela on doit connaître les paramètres suivants :

- Les longueurs des conduites (qui peuvent être déduites du schéma d'implantation donc peuvent être calculées).
- Les diamètres des conduites.
- Le débit qui est connu.
- Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour

notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité

Les diamètres disponibles sur le marché sont représentés sur le tableau ci –dessous :

Tableau VIII -7 : Les diamètres normalisés

Diamètre (mm)	110	125	160	200	250	315	400	500
---------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------

Source : Guide Travaux Publics

Tableau VIII -8 : Les valeurs de K, m et .

Tuyau	K	M	
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

a. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$Leq = 1,15. L_{réelle}$

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.

Tableau VIII -9 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Step :

Ouvrages	L réelle (m)
Réparateur - Bassin d’aération-Dégrilleur	4
Dégrilleur - Dessableur-deshuilleur	8.88
Dessableur-deshuilleur - Bassin d’aération	16.15
Bassin d’aération - clarificateur	40.26
Clarificateur -Bassin de désinfection	27.05

b. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :

Pour relier les différents ouvrages de notre station d’épuration on a opté pour des conduites de nature PEHD, comme matériau qui présente une bonne caractéristique de 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 :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^s}{D^m} = CpA - CpB..... VIII.2$$

Avec :

- ✓ K : coefficient de perte de charge.
- K =0.001052

- ✓ Q : débit en m³/s ;(Q_{ptp}=0,708m³/s).
- ✓ L : longueur de la conduite (m).
- ✓ D : diamètre de la conduite (mm).
- ✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement, pour un régime turbulent β=1.77
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite : pour PEHD, m=4.774
- ✓ C_{PA} : Côte du plan d'eau au point A(m).
- ✓ C_{PB} : Côte du plan d'eau au point B(m).

- **Diamètres**

D'après la formule (VIII.2) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^s}{(C_{PA} - C_{PB})}}$$

C. Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier

des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots\dots\dots VIII.3.$$

P₁/W et P₂/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

V₁²/2g et V₂²/2g : énergies cinétiques en (1) et (2).

Z₁ et Z₂ : cotes des points (1) et (2).

H₁₋₂ : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

Posons: P₁/W = H₁ et P₂/W = H₂ donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

C_{p1} = H₁ + Z₁ cote piézométrique au point (1).

C_{p2} = H₂ + Z₂ cote piézométrique au point (2).

1. Réparateur-Dégrilleur (A-B) :

On a :

- Côte du radier du Réparateur (A) :157.84m.
- Hauteur d'eau : 1 m.
- D'où : C_{PA}=158.84 m.
- Côte du radier du Dégrilleur (B) : 157.52m.
- Hauteur d'eau : 0.8m.
- D'où : C_{PB}:158.32m.
- L= 4 m.

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^s}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 4 * 0.354^{1.77}}{(158.84 - 158.32)}} = 0.248$$

D_{cal} = 248 mm Donc : **D_n=250 mm**

✓ **Cote piézométrique**

$$D'ou\ on\ aura : C_{PB}' = C_{PA} - \frac{K * L * Q^s}{D^m} ; C_{PB}' = 158.339m$$

2. Conduite Dégrilleur -Dessableur-deshuilleur (B'-C) :

- $C_{PB'} = 158.339 \text{ m}$.
- Côte du radier de Dessableur-deshuilleur (C) : 156.13m
- Hauteur d'eau : 2 m .
- D'où : $C_{PC} : 158.13 \text{ m}$.
- $L = 8.88 \text{ m}$.

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^s}{(C_{PB'} - C_{pc})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 8.88 * 0.354^{1.77}}{(158.339 - 158.13)}} = 0.354$$

$D_{cal} = 354 \text{ mm}$ Donc **$D_n = 400 \text{ mm}$**

✓ **Cote piézométrique**

D'où on aura : $C_{pc}' = C_{PB'} - \frac{K * L * Q^s}{D^m}$; **$C_{pc}' = 158.221 \text{ m}$**

3. Conduite Dessableur-deshuilleur -bassin d'aération (C'-D) :

- $C_{pc}' = 158.221 \text{ m}$.
- Côte du radier du bassin D'aération (D) : 153.07 m.
- Hauteur d'eau : 5 m.
- D'où : $C_{pD} : 158.07 \text{ m}$.
- $L = 16.15 \text{ m}$.

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^s}{(C_{pc}' - C_{pD})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 16.15 * 0.354^{1.77}}{(158.221 - 158.07)}} = 0.431 \text{ m}$$

$D_{cal} = 431 \text{ mm}$ Donc **$D_n = 500 \text{ mm}$**

✓ **Cote piézométrique**

D'où on aura : $C_{pD}' = C_{pc}' - \frac{K * L * Q^s}{D^m} = 158.147$;

$C_{pD}' = 158.147 \text{ m}$

4. Conduite Bassin d'aération - clarificateur (D'-E)

- $C_{pD}' = 158.147 \text{ m}$.
- Côte du radier du clarificateur (E) : 153.85m.
- Hauteur d'eau : 4 m.
- D'où : $C_{pE} : 157.85 \text{ m}$.
- $L = 40.26 \text{ m}$.

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^s}{(C_{pD}' - C_{pE})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 40.26 * 0.354^{1.77}}{(158.147 - 157.85)}} = 0.452$$

$D_{cal} = 452 \text{ mm}$ Donc : **$D_n = 500 \text{ mm}$**

✓ **Cote piézométrique**

D'où on aura : $C_{pE}' = C_{pD}' - \frac{K * L * Q^s}{D^m} = 157.963$;

$$C_{pE'}=157.963$$

5 .Conduite Clarificateur -Bassin de désinfection (E'-F) :

- $C_{pE'}=157.963\text{m}$
- Côte du radier du Bassin de désinfection (F) :154.73 m.
- Hauteur d'eau : 3 m.
- D'où : C_{pF} : 157.73m.
- $L=27.05\text{m}$.

✓ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^s}{(C_{pE'} - C_{pF})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 27.05 * 0.354^{1.77}}{(157.963 - 157.73)}} = 0.438$$

$D_{cal}=438\text{mm}$ Donc $D_n= 500 \text{ mm}$

✓ **Cote piézométrique**

D'où on aura : $C_{pF'} = C_{pE'} - \frac{K * L * Q^s}{D^m}$; $C_{pF'}=157.839 \text{ m}$

Tableau VIII -10 : Côtes piézométrique des différents ouvrages de la station

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)	Côtes radier	Hauteur d'eau	Côtes piézométrique
Repartiteur	157.85	157.84	1	158.84
Dégrilleur	157.53	157.52	0.8	158.32
Dessableur-deshuilleur	156.73	156.13	2	158.13
Bassin d'aération	156.73	153.07	5	158.07
Clarificateur	156.73	153.85	4	157.85
Bassin de désinfection	156.73	154.73	3	157.73

Conclusion :

D'après ce chapitre on a faire le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de BY-PASS, conduite de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

Afin d'éviter un surplus d'apport des eaux usées à la station d'épuration, on a dimensionné un déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser cet apport.

Pour une exploitation rationnelle de notre station, on a fait le bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont constituées.

Chapitre **IX**

Gestion et exploitation
de la station

Introduction

Pour assurer le bon fonctionnement, la pérennité des équipements et les performances épuratoires de la station d'épurations, il faut garantir une gestion adéquate et un entretien quotidien. L'objectif de ce chapitre est d'expliquer les tâches principales d'exploitations pour une bonne gestion d'une station d'épuration.

Le bon fonctionnement d'une station d'épuration repose sur une exploitation efficace, un suivi, une surveillance et un entretien continu d'une façon générale, pour atteindre ces objectifs, il faut assurer :

- ✓ Une assistance technique continue pour le bon fonctionnement des ouvrages de toute la filière de traitement ;
- ✓ Le dépannage immédiat des appareils défectueux ;
- ✓ L'entretien des conduites, des accessoires et des équipements mécaniques ;
- ✓ La formation d'une équipe de techniciens ayant pour mission de vérifier au moins quatre fois par an tous les ouvrages de traitement et d'estimer leurs rendements et d'étudier les possibilités de leurs amélioration ;
- ✓ Une formation de base des agents d'exploitation sera orientée vers les techniques de traitement et d'épuration des eaux usées.

IX.1. Aménagements spéciaux

Parmi les aménagements spéciaux rencontrés dans une station d'épuration

- ✓ La voirie d'accès et la voirie pour la circulation à l'intérieur de la station ;
- ✓ Le réseau d'alimentation en eau pour le lavage des installations et la desserte des locaux annexes et des bouches d'arrosage des parterres ;
- ✓ Les locaux annexes comportant l'administration, le laboratoire, le magasin, salle de contrôle...etc.

La gestion et la surveillance de la future station d'OUED FODDA doit être organisé en (03) fonctions principales :

- Une fonction exploitation ;
- Une fonction maintenance ;
- Une fonction laboratoire.

L'ensemble de ces activités sera placé sous l'autorité d'un chef de station qui en assurera la coordination. (DRE DE CHLEF, 2014)

IX.2.Missions

IX.2.1.Exploitation

La section exploitation doit être confiée à deux équipes :

- Une équipe chargée de l'organisation du travail en quart (2x12) et qui assure la surveillance du fonctionnement de la station ;
- Une équipe chargée de l'entretien des ouvrages.

IX.2.2.Maintenance

La structure de maintenance assure l'ensemble des opérations d'entretien préventif et intervient sur les équipements (mécaniques, Electromécaniques et hydrauliques)

La maintenance est confiée à deux équipes spécialisées :

- Une équipe chargée de la station elle-même ;
- Une équipe chargée des stations de relevages.

IX.2.3.Laboratoire

Le laboratoire a pour mission principale le contrôle de la qualité des eaux à l'entrée et à la sortie (avant et après l'épuration). Il effectue l'ensemble des analyses nécessaires au contrôle et à la régulation du processus d'épuration.

IX.3.Moyens matériels

Pour l'exploitation, la station doit disposer d'une hydro cureuse, d'un matériel roulant et d'un outillage spécifique.

Pour la maintenance, la station est dotée d'un outillage spécifique qui permettra d'intervenir sur les différents équipements.

Le laboratoire doit être équipé principalement du matériel ci-après désigné :**(DRE DE CHLEF, 2014)**

- | | |
|------------------------------|-----------------------------|
| - 01 Incubateur | - 01 Conductimètre |
| - 01 Etuve de séchage | - 01 Four à moufle |
| - 01 Réfrigérateur | - 01 Appareil digesdahl |
| - 01 DBO mètre | - 01 Lot de verrerie |
| - 01 DCO mètre | - 01 Centrifugeuse |
| - 01 Spectrophotomètre. | - 01 Dessiccateur |
| - 01 Microscope électronique | - 01 Balance de précision |
| - 01 Oxymètre | - 01 Distillateur |
| - 01 pH mètre | - 01 Disque blanc de Secchi |

IX.4.Organigramme

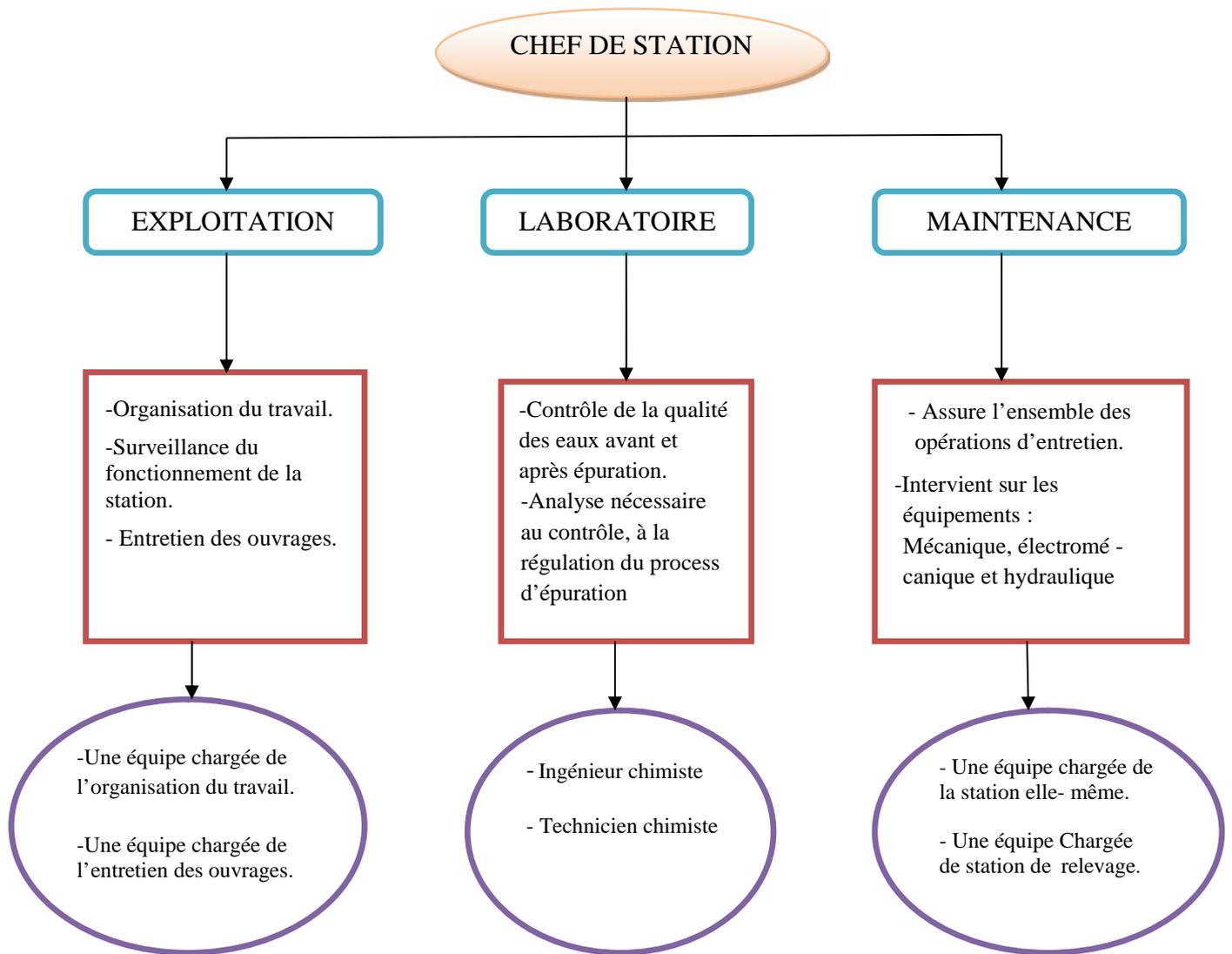


Figure IX.1 : Les 3 fonctions principales de la gestion et la surveillance de la future station d'épuration.

Le personnel chargé de gérer la station peut être composé de :

- ✓ (01) chef de station ;
- ✓ (01) Ingénieur électromécanicien ;
- ✓ (02) Techniciens (laboratoire + Equipements électromécaniques) ;
- ✓ (01) Manœuvre ;
- ✓ (01) Ingénieur chimiste (Procès) ;
- ✓ (01) Ingénieur Procès ;
- ✓ (08) Manœuvre ;
- ✓ (01) Magasinier ;
- ✓ (02) chauffeurs (léger et lourd) ;
- ✓ (03) gardiens (jour et nuit).

Source : (DRE DE CHLEF, 2014).

IX.5. Organigramme des moyens humains

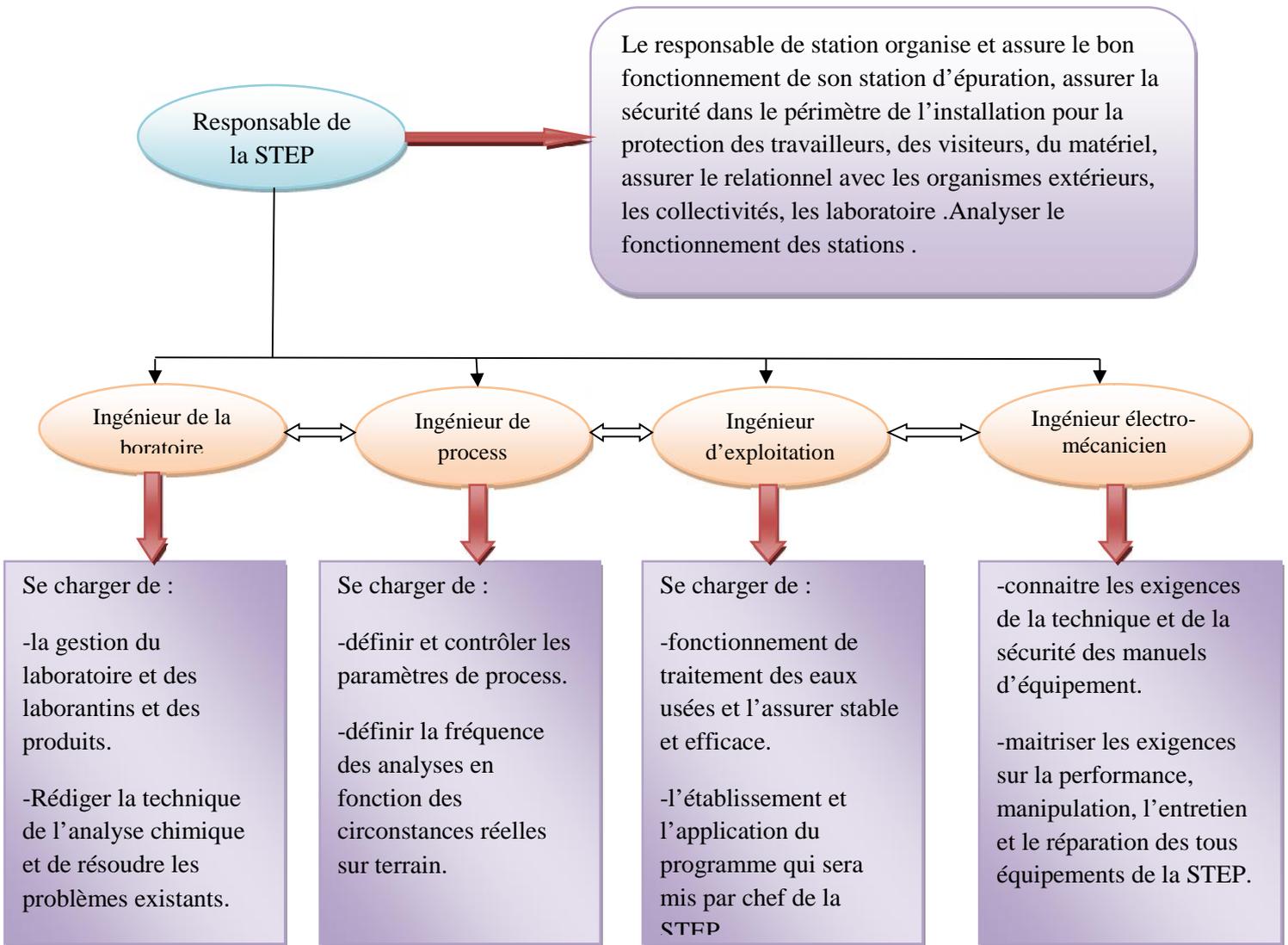


Figure IX.2: les personnels chargé de gérer la station Source : (DRE DE CHLEF, 2014).

IX.6. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station

Un certain nombre de mesures et de contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station doivent être effectués, dont les principaux sont :

- Mesure de débit
- Mesure de pH et de la température,
- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Mesure de la quantité de la quantité des sels nutritifs (azote et phosphore)
- Recherche des substances toxiques.

IX-6-1. Mesure du débit d'eau traitée et enregistrement

Installé à l'aval de la chloration, un jaugeur VENTURI permet la mesure du débit des eaux traitées.

Cet ensemble est constitué de :

- Un jaugeur VENTURI réalisé en polyester armé à la fibre de verre
- Une sonde de niveau, mesure en continu la hauteur d'eau à l'amont du Venturi
- Un transmetteur avec indication locale du débit instantané délivrera un signal vers le tableau de contrôle où ce signal servira à :
 - * Réafficher la valeur du débit instantané sur le synoptique
 - * Enregistrer en continu les débits traités

IX-6-2. Chaîne de régulation de l'oxygène dissous et enregistrement

Les bassins d'aération seront équipés d'un ensemble de mesure d'oxygène dissous constitué de :

- Une sonde de mesure d'oxygène dissous,
- Un ensemble de rinçage d'électrode,
- Un transmetteur avec indication locale de la teneur en oxygène.

Ce transmetteur délivrera un signal vers le tableau de contrôle où ce signal servira à

- Piloter les séquences Marche/Arrêt des aérateurs de surface en fonction de la teneur en oxygène mesurée,
- Enregistrer en continu l'évolution de la teneur en oxygène dans chaque bassin,
- Réafficher la valeur de l'oxygène dissous dans chaque bassin au niveau du synoptique.

IX-6-3. Comptage des boues épaissies

Un débitmètre électromagnétique devra être installé sur la conduite de refoulement des pompes épaissies en direction des lits de séchage.

Il sera équipé d'un indicateur local de la valeur instantanée et émettra un signal vers le synoptique.

IX.7. Contrôle de fonctionnement

- Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.
- Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.
- Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.
- Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages ou ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien.
- Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon

continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

IX.7.1. Contrôle journalier

- Le test de décantation et de turbidité.
- Les odeurs.
- Les couleurs des boues.
- Le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire.

Remarque

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif.

IX.7.2. Contrôles périodiques

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

IX.8. Entretien des ouvrages

IX.8.1. Les prétraitements

Le bon fonctionnement des ouvrages constituant les prétraitements est important quelle que soit la taille de la station. Leur défaillance a une incidence négative sur le rendement épuratoire global. Même si ces équipements ont des rendements modestes en termes d'abattement de pollution, ils ont une fonction majeure de protection des équipements situés en aval.

En règle générale, les principales recommandations sont la limitation des temps de séjour de l'eau dans les ouvrages et l'extraction rapide des refus de traitement.

IX.8.1.1. Le dégrilleur

Le dégrilleur est un ouvrage métallique qui doit être protégé au moyen d'un vernis anti-rouille

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râpeaux.
- Noter les quantités de refus journalier.
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

IX.8.1.2. Dessableur-déshuileur

- Vérifier quotidiennement le niveau du sable dans les puisards en cas où celui-ci dépasse le niveau maximal du seuil, on actionnera alors le pont roulant en

mettant en route les pompes « Air lift » ;

- Les sables extraites seront alors stockés dans la cunette centrale, l'extraction de ces dernières sera faite manuellement une fois tous les 3 à 4 jours.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.

IX.8.2.Le traitement primaire

La présence d'un décanteur primaire est un facteur favorable au développement des bactéries filamenteuses pour deux raisons principales :

- Le faible lestage du floc par diminution de la fraction particulaire ;
- L'état de carence nutritionnelle (carbone).
- aggravée pour les bactéries du floc du bassin d'aération.

Une extraction régulière des boues est nécessaire afin de maintenir un faible volume de boue en fond du décanteur. Le maintien d'une concentration en boue inférieure à 15 g .l-1 permet de limiter le temps de séjour de la boue.

Le décanteur primaire ayant souvent vocation à être une étape de finition des prétraitements, les flottants devront être évacués régulièrement vers la filière boue et non retournés en tête de station.

En cas de sous-charge de l'installation et dans la mesure du possible, il est fortement souhaitable de by-passer cet ouvrage. Dans ce cas, il est important de veiller au bon fonctionnement des étapes du prétraitement et de maîtriser l'aération dans le bassin d'aération.

IX.8.3.Bassin d'aération

Les éléments majeurs à maîtriser au niveau de ce bassin sont : les conditions d'aération et de brassage, le mode d'admission et de circulation de l'eau usée dans l'ouvrage et la bonne gestion de la concentration en boues dans l'ouvrage. En effet, il s'agit de :

- contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO₅ entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

IX.8.4.Clarification

- retenir un maximum de particules en suspension (clarification) ;
- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes.
- Analyser l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- utilisés Les réactifs pour la désinfection doivent être stockés dans des endroits isolés et secs afin de conserver leurs efficacités.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

IX.8.5. 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.
- Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

IX.8.6. 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 2m.
- 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.

IX.8.7. 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 40cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refaits complètement, les drains seront colmatés ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

IX.9. Hygiène et sécurité de travail

IX.9.1. Risques de circulation :

Les chutes et les glissades comptent parmi les accidents les plus fréquents.

Elles sont dues à :

- L'absence de balustres
- L'étroitement des abords des bassins
- La présence des boues ou de l'eau sur les lieux de travail
- L'éclairage insuffisant

Ces risques peuvent être évités par :

- La mise en place des sols anti-dérapant
- La mise en place de garde-corps, dès que la différence de niveau dépasse 0,5 m afin de prévenir les chutes de hauteur

- Le nettoyage périodique des sols et l'élimination des flaques d'eau ou de boues et des taches de lubrifiants.
- Les noyades dans le bassin peuvent être évitées par la mise en place des filins tendus autour ou en travers des bassins à 10 m au dessus de l'eau, et des perches ou des bouées en bordures

IX.9.2.Risques d'incendie et d'exploitation :

Ce risque est réduit dans les stations qui ne comportent pas le digesteur.

Les extincteurs et l'explosimètre sont indispensables dans la station, afin de prévenir ce risque.

IX.9.3.Risques d'intoxication :

Ces risques apparaissent à la suite du déversement de substances toxiques, et la présence de l'hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les digesteurs, vu que ce gaz peut entraîner la mort.

Il faut donc, prendre des précautions particulières pour pénétrer les zones exposées aux dangers, à savoir le port d'une tenue de travail approprié, le masque à oxygène et signalisation de toute sensation inhabituelle au responsable concerner.

IX.9.4.Risques mécaniques :

Les risques mécaniques (entraînement, choc, coupure...etc.) sont dus aux organes en mouvement tels que les arbres et chaînes de transmission.

Ces risques peuvent être prévenus par la mise en place d'écran ou de grilles de protection.

On conseille de ne pas intervenir sur les machines en mouvement.

IX.9.5.Risques dus aux réactifs et banals :

La manipulation de quelques réactifs chimiques peut être dangereuses tel que le chlore, la chaux...etc.

Parmi les risques banals on citera :

- Les lésions au dos, les foulures fractures et contusions
- Les coupures écorchures
- La pénétration d'un corps étranger dans l'œil
- La chute d'un objet sur un pied
- Les blessures à la tête

Il convient donc de se protéger contre tout contact par le port d'un vêtement approprié, des gants, bottes, lunettes, et casques.

IX.9.6.Risques d'électrocution :

Ce risque peut être rencontré au niveau des installations électriques à haute tension de la station d'épuration.

Les principales mesures de prévention comprennent :

- Isolation des parties actives
- La protection par des enveloppes ou des barrières
- La pose de disjoncteurs différentiels
- Utilisation d'outils avec manche isolante

Conclusion

Bien que l'objectif principal de la réalisation et de l'exploitation de la future station d'épuration est la protection de l'environnement, il n'en demeure pas moins qu'une station d'épuration peut être assimilée à une véritable usine pouvant générer des nuisances qu'il s'agira d'identifier et de traiter à travers des mesures appropriées.

L'exploitant doit rendre compte clairement du fonctionnement de la station. Il doit recevoir un enseignement général portant sur l'expression écrite, le calcul Mathématique (unités, rendement) et l'expression graphique des résultats.

Un bon suivi d'une station d'épuration se traduit par des rendements épuratoires satisfaisants et conformes aux normes exigées par le constructeur et assure également la pérennité des ouvrages composant la station.

Conclusion générale :

Une station d'épuration peut être assimilée à une véritable usine pouvant générer des nuisances, la réalisation de la station d'épuration des eaux usées du groupement est soumise à cette présente étude d'impact sur l'environnement.

Cette dernière représente l'un des outils d'intégration de la dimension environnementale dans un développement qui vise à satisfaire les besoins des générations présentes et futures. Elle constitue un atout pour un environnement sain, contribuant fortement dans le concept de développement durable.

Les effets dus à l'implantation de cette station d'épuration ne sont pas toujours négligeables. Certains impacts sont temporaires (en période de chantier) et d'autres permanents.

Nous avons identifié ces impacts et proposer les mesures adéquates s'inscrivant dans l'objectif de la recherche d'une conciliation entre la nécessité de l'implantation de ce système et les impératifs de protection du milieu naturel.

Ce projet ne répondra aux exigences du milieu naturel et ne pourra être efficace qu'une fois éliminées les nuisances et les risques induits en opérant les mesures compensatoires énumérées précédemment. Ceci nous permettra d'être plus disposés à maîtriser la gestion du système d'épuration et de contrôler ainsi sa performance.

Toutefois, l'objectif escompté par ce projet demeure tributaire d'une exploitation convenable et rationnelle de cette infrastructure.

Au terme de cette étude, l'exploitation de la future station d'épuration est porteuse de plusieurs points positifs dont notamment :

- La préservation de la santé des habitants de la ville de *OUED FODDA* et de ses environs de toute contamination directe ou indirecte (préservation des nuisances induites par l'irrigation à partir des eaux usées brutes très répandues ces derniers temps dans la région) ;
- La sauvegarde de l'équilibre écologique du milieu récepteur « oued fodda » et en particulier les eaux de surface ;
- Eviter toute détérioration de la qualité des eaux souterraines ;
- Elimination des nuisances liées aux dégagements d'odeurs nauséabondes provenant de la fermentation des matières organiques par suite de l'accumulation et de la stagnation des eaux usées ;
- Valorisation des résidus solides et liquides de l'épuration dans l'agriculture.

En principe, outre la fiabilité de la conception, l'adéquation de l'exploitation et des opérations de maintenance ainsi que la formation adaptée du personnel jouent un rôle déterminant pour pallier aux défaillances de la future station d'épuration et donc aux effets néfastes sur son environnement.

Références bibliographiques

- Abdelkader, GAÏD (1984)** ,Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 1et 2, OPU, Alger
- ABIDI SAAD NOUH**, MEF : conception de la station d'épuration de la ville d ELBAYADH, ENSH, promotion 2006-2007
- AKROUR Zehira et AOUDAD Sonia**,étude des performances et des procédés d'un système d'épuration en vue de la réalisation d'une STEP cas de sous bassin versant Mechtras. MFE (ingénieur) U.M.M.T.O promotion 2005/2006.
- AMORCE, Boues** de station d'épuration : techniques de traitement, valorisation et élimination, série technique, 2012-36p.
- BADRA. B., ESSADIA. R.**, Rapport : « L'eau et l'assainissement en France », Université de Versailles, St Quentin en Yvelines, 2012/2013, 28 p.
- BOURABAH**, conception de la station d'épuration de la ville de KHEMIS MILIANA, ENSH, promotion 2007-2008
- Commission Européenne, Guide**, « Procédés extensifs d'épuration des eaux usées », Office des publications officielles des Communautés européennes, 2001, 41 p.
- DEGREMONT**,Mémonto technique de l'eau : T. 1.- 10e ed.- Paris : Degrémont, 2005.- 785p
- Duchene, P**, les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités.- Paris : Lavoisier, 1991.-88p.
- E. Edeline**, L'épuration biologique des eaux : théorie et technologie des reacteurs –Paris : lavoisier-Tec &Doc, 1996.- 303p.
- ETIENNE PAUL**,Dimensionnement d'une station d'épuration capacité nominale 130000 EH BEZIERS. INSA. TOULOUSE. FRANCE
- Groupe scientifique sur l'eau**, Fiche « Turbidité », Institut national de santé publique du Québec, Juin 2003, 6 p
- HADJRABAH Mansour**, MEF : Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. Promoteur Mr M.NAKIB 2004/2005 (ENP)
- Houot S et al**, Qualité des composts issus de déchets ménagers : apport du site Qualiagro, 2012.
- HOULI S**,thèse : étude des performances épuratoires de la station d'épuration de Béni Merad W. Blida-octobre 1990
- Institut Bruxellois pour la Gestion de l'Environnement** / Observatoire des Données de l'Environnement, Fiche n°2 « Qualité physico-chimique et chimique des eaux de surface: cadre général», Novembre 2005, 16 p.
- JEAN RODIER**,l'analyse de l'eau, eaux naturelles, l'eau résiduaire, eau de mer, DUNO, 8^{ème} édition, Paris, 1996)
- LAMOUREUX. F.**, « Simulation d'une station de traitement des eaux usées par biofiltration : le cas de Seine-Centre », mémoire d'ingénieur, Université Laval Québec Canada, juin 2007, 91 p.
- MARC SATIN, BECHIR SELMI**, Guide technique de l'assainissement.-3e ed.- Paris : Moniteur, 1999.- 726p.
- M.CARLIER**, Hydraulique générale et appliquée : Edition EYROLLS 1986

MEZHOUD Ali,MEF : conception d'une station d'épuration pour la ville de haizer (w.bouira) ENSH, promotion 2008-2009 promotrice Mme. S. HOULI.

Office international de l'eau,conception / dimensionnement : Les prétraitements.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\Doc pédago\Les prétraitements.doc\05/04/2005

Office international de l'eau,conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\DOCPDA~1\Traitement par boues activées RP F7.doc\05/04/2005

ROGER Pujol, ALAIN Vachon et GY Martin, guide technique sur le foisonnement des boues activées. Fonds national pour le développement des adductions d'eau sous direction du développement rural 19.avenue de Maine. 75015 Paris,octobre 1990

V. Pierzo et J.-M. Delattre, Agence de l'Eau Artois-Picardie Commande no 99030, etat de l'art sur l'efficacite des traitements tertiaires de desinfection des eaux residuaires, mars 2000.

W.Eckenfelder,Gestion des eaux usées urbaines et industrielles : caractérisation-techniques d'épuration- Aspects économiques.-Paris : technique et documentation, Lavoisier, 1982.- 503p

Samuel BAUMONT, stagiaire, École nationale supérieure agronomique de Toulouse (ENSAT,1996).

Site consultés

AQUAWAL, « Pollution de l'eau », tiré de www.aquawal.be/xml/liste-IDC-109-.html, consulté le 25 Mars 2014.

Fondation de l'eau potable sûre, « La pollution de l'eau », tiré de www.safewater.org/PDFS/resourcesknowthefacts/pollution+eau.pdf, consulté le 25 Mars 2014.

RIAD BENCHOUCHA, 21octobre 2011 : cytologie, Première année de médecine

Nom, prenom.- titre [site web]. Disponible sur : <www.aquawal.be/xml/liste-IDC-109-.html>. **Consulté le :** 25 Mars 2014.

SYPREA. Le recyclage agricole : enjeux, contraintes et avenir juillet 1997.

http://www.gedofr/fiche_con_seuil_trait_eau_trait_physico.htm.

Liste des abréviations

STEP: Station d'épuration

MVS : matières volatiles en suspension

MES : Matières en Suspensions

MMS : Matières Minérales

DBO₅: demande biologique en oxygène durant 5 jours

DCO : demande chimique en oxygène

EH : Equivalent-Habitant

RN 04 : Route national numéro 4

CW 140 : Chemin de wilaya 140

CW 23 : Chemin de wilaya 23

SAU : surface agricole utile

C_v : Charge Volumique

C_m : Charge Massique

RPA : Règlement Parasismique Algérien

ONA : Office National d'Assainissement

ONM : Office National de météorologie

PDAU : Plan directeur de l'aménagement et d'urbanisme

APC : l'Assemblée Populaire Communale

ACL : Agglomération chef-lieu

APC : assemblée populaire communale

POS : plan d'occupation des soles

DPAT : Direction de Planification et de l'Aménagement du Territoire

ANRH : Agence national des ressources en eau humain

DRE : Direction de la ressource en eau

PACL : population d'Agglomération chef-lieu

PVC : polychlorure de vinyle

PH : potentiel hydraulique

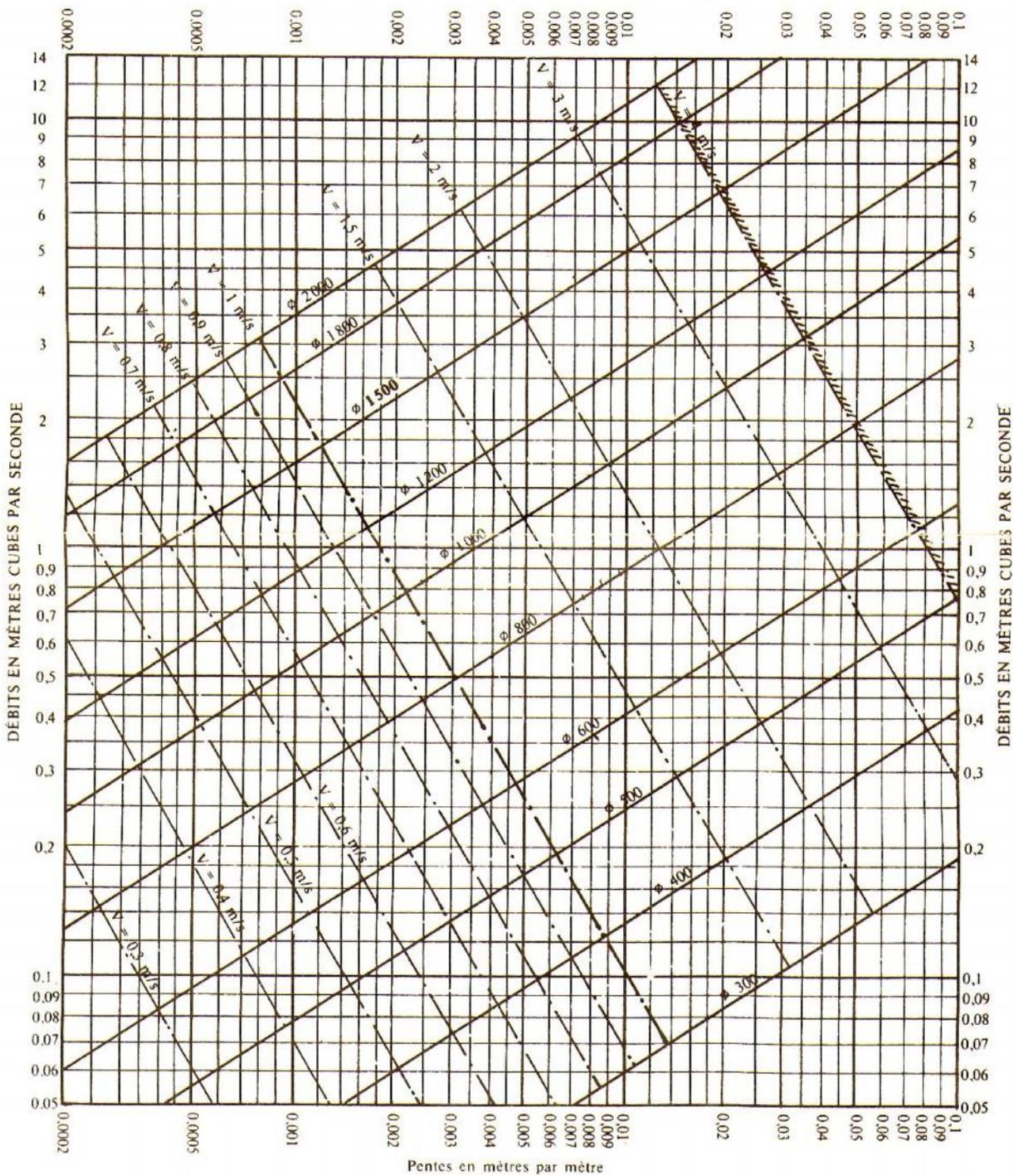
DVO : déversoirs d'orage

PEHD : Polyéthylène à haute densité

Liste des abréviations

ANNEXE I

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

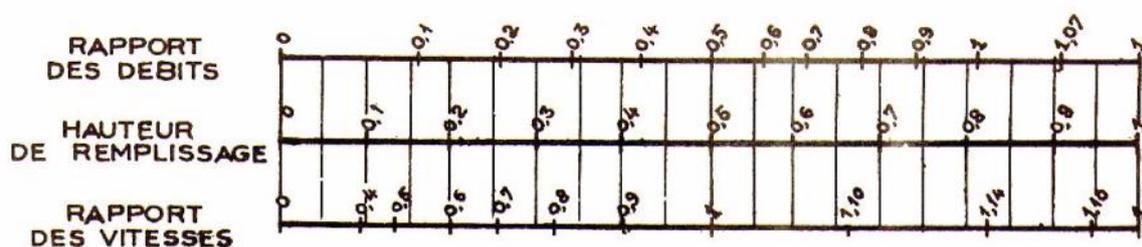


ANNEXE II

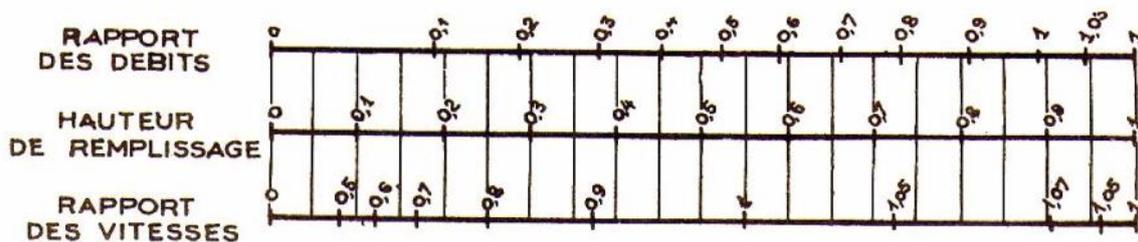
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section