

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement.

THEME :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE
LA COMMUNE DE DRAA EL MIZAN
(W.TIZI OUZOU)**

Présenté par :

M^r : SAIDJ Aghiles.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.MEDDI	Professeur	Président
M^{me} F.DERNOUNI	M.A.A	Examinatrice
M^{me} N.CHENITI	M.A.B	Examinatrice
M^{me} C.MAZARI	M.A.A	Examinatrice
M^{me} S.BELLABAS	M.A.B	Examinatrice
M^{me} S.HARKAT	M.A.B	Promotrice

JUIN 2013

❧ Dédicaces ❧

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

- *Mes Parents pour leurs soutiens ;*
- *Mes deux grands-mères ;*
- *Mon oncle Lounis ;*
- *Mes sœurs Fassilia et Ihamila ;*
- *Ma sœur Dyhia et son mari Belkacem ainsi que la petite Nelya ;*
- *Toutes personnes ayant participés de près ou de loin à ce modeste travail.*

❧ Remerciements ❧

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

■ Je remercie *MES PARENTS* en premier lieu qui m'ont permis et facilité les choses pour accomplir mes études ;

■ je remercie aussi tous les autres membres de ma famille qui m'ont aidés et encouragés quel que soit les conditions ;

■ Je remercie ma promotrice : *M^{me}. S. HARKAT* de m'avoir orientée par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail ;

Je tiens à remercier aussi :

■ *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail ;*

■ *Tous les professeurs qui ont contribué à ma formation ;*

■ *Mes amis pour leur présence ;*

■ *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.*

ملخص

ان هذا العمل يتضمن انشاء محطة تطهير المياه القذرة لمدينة ذراع الميزان (و. تيزي وزو). وهذا بهدف حماية الصحة العمومية و كذا حماية الوسط البيئي و بالطبع اعادة استعمال هذه المياه و الأوحال الناتجة عن هذا التطهير في ميدان الزراعة. بما ان الطريقة الممارسة حاليا لا تكفي لتطهير المياه الواردة إليها سنقوم في هذه المذكرة بتقدير الأبعاد الهندسية لهذه المحطة باستعمال طريقة الطين المنشط . و سنقوم بدراستها علي مرحلتين:
-تتمثل الاولى في معالجة التلوث الناتج عن التجمع السكاني 32700 نسمة لأفاق 2028 (متوسط المدى)
-بينما تتناول المرحلة الثانية أشغال توسيع المحطة لضمان قدرة الاستيعاب الي 41500 نسمة لأفاق 2043 (طويل المدى)

Résumé

Ce travail consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville de Draa El Mizan (W. Tizi Ouzou) dans le but de préserver le milieu naturel et de protéger la santé publique en premier lieu et éventuellement de réutiliser ces eaux épurées ainsi que les boues dans le domaine agricole.

Dans ce mémoire, nous allons dimensionner la station d'épuration des eaux usées par boues activées, puisque le traitement existant n'assure plus l'épuration de tout l'effluent de l'agglomération. Cette station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 32700 équivalents habitants pour l'horizon 2028 (moyen terme).

La deuxième phase, ça sera l'extension, elle correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station jusqu'à 41500 équivalents habitants pour l'horizon 2043 (long terme).

Abstract

Our present work consists in carrying out a purification plant for the town of Draa El Mizan (Tizi-Ouzou) in order to preserv the natural environment and protect the public health initially; and in second place to use purified water and sludge in agriculture.

In this dissertation, we will size the waste water treatment plant by activated sludge, as the existing station cannot purify all impurities of agglomeration. This station is made to two phases:

-The first one will permit to treat pollution resulting from a population will 32700 inhabitants in 2028 horizons.

-The second phase consists of extension workshops for these latter correspond to an increase of the initial capacity of the station with equivalent 41500 of habitants the horizons of 2043.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
CHAPITRE I : Origine et nature des eaux usées	
Introduction.....	2
I.1. Origines des eaux usées	2
I.1.1. Les eaux domestiques	2
I.1.2. Les eaux d'origine industrielles	2
I.1.3. Les eaux de ruissellement	3
I.1.4. Les eaux parasites	3
I.1.5. Les eaux de drainage.....	3
I.2. Nature de la pollution.....	4
I.2.1. Pollution organique.....	4
I.2.2. Pollution microbiologique	4
I.2.3. Pollution minérale	5
I.2.4. Pollution toxique	5
I.3. Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés	6
I.3.1. Paramètres physiques	7
I.3.1.1. Température	7
I.3.1.2. Conductivité	7
I.3.1.3. La turbidité	8
I.3.1.4. Couleur et odeur	8
I.3.1.5. Les charges pondérales	8
A. Les matières en suspensions (MES)	8
B. Les matières volatiles en suspension(MVS)	8
C. les matières minérales en suspension (MMS)	8
D. les matières décantables (MD) et non décantables (MND)	8
I.3.1.6. Huiles et graisses	8
I.3.2. Paramètres chimiques	9
I.3.2.1. PH (Potentiel Hydrogène)	9
I.3.2.2. Demande biochimique en oxygène (DBO5)	9
I.3.2.3. Demande chimique en oxygène (DCO)	10
I.3.2.4. Le carbone organique total (COT)	10
I.3.2.5. Les sels nutritifs	11
A. Le phosphore	11
B. L'Azote	11

I.3.2.6. Métaux lourds	12
I.3.2.7. L'oxygène dissous	12
I.3.3. Les paramètres microbiologiques	12
I.3.4. Charges polluantes	12
I.3.4.1. Charges en DBO5	12
I.3.4.2. Charges en MES	13
I.3.5. Les normes de rejet	13
Conclusion	15

CHAPITRE II : Procédé d'épuration des eaux usées.

Introduction	16
II.1. Le prétraitement	16
II.1.1. Dégrillage	17
II.1.1.1. Grilles manuelles	17
II.1.1.2. Grille mécanique	17
II.1.2. La dilacération	18
II.1.3. Tamisage	18
II.1.4. Dessablage	19
II.1.5. Le dégraissage-déshuilage	19
II.2. Le traitement primaire	21
II.2.1. Coagulation	21
II.2.2. Floculation	21
II.2.3. Neutralisation	21
II.2.4. Décantation	21
II.3. Le traitement biologique	24
II.3.1. Les procédés extensifs ou naturels	24
II.3.1.1. Le lagunage	24
Lagunage naturel	25
Lagunage aéré	27
II.3.1.2. L'épandage des eaux	28
II.3.2. Les procédés intensifs ou artificiels	29
II.3.2.1. Lits bactériens	30
II.3.2.2. Disques biologiques	31
II.3.2.3. Boues activées	33
II.4. Traitement Tertiaire	39
II.4.1. L'élimination de la pollution azotée	39
II.4.2. L'élimination de la pollution phosphorée	39

II.4.3. La désinfection	40
Conclusion.....	40

CHAPITRE III : Traitement des boues.

Introduction	41
III.1. Définition des boues	41
III.2. Objectif de traitement des boues	41
III.3. Origine des boues	41
III.4. Etapes de traitement des boues	41
III.4.1. Epaississement	41
III.4.1.1. Epaississement gravitaire	42
III.4.1.2. Epaississement dynamique	42
III.4.2. Stabilisation	42
III.4.2.1. Stabilisation biologique	43
III.4.2.2. Stabilisation chimique	43
III.4.2.3. Stabilisation thermique.....	43
III.4.2.4. Stabilisation par compostage.....	43
III.4.3. Conditionnement	44
III.4.4. Déshydratation et séchage	44
III.4.6. Evacuation des boues	45
Conclusion	46

CHAPITRE IV : Présentation de l'agglomération.

Introduction	47
IV.1. Situation géographique.....	47
IV.2. Situation topographique	50
IV.3. Situation géologique et géotechnique	50
IV.4. Situation hydrographique.....	51
IV.5. Situation hydraulique.....	51
IV.5.1. Alimentation en eau potable.....	51
IV.5.2. Assainissement	52
IV.6. Situation climatique.....	53
IV.6.1. Pluviométrie	53
IV.6.2. Température.....	54
IV.6.3. vent	54

IV.6.4. Humidité relative.....	55
IV.6.5. Ensoleillement.....	55
Conclusion	55
IV.7. Situation démographique.....	56
IV.8. Les équipements.....	58
IV.9. Site d’implantation de la station d’épuration.....	58
IV.10. Filière de traitement existante	59
IV.11. Pollution existantes dans la région d’étude.....	59
IV.11.1. Echantillonnage	59
IV.11.2. Paramètres analytique.....	60
IV.11.3. Résultats de l’analyse chimique.....	60
IV.11.4. Pollution causée par les équipements	61
Conclusion.....	63

CHAPITRE V : Dimensionnement de la STEP

Introduction.....	64
V.1. Dimensionnement des ouvrages de la station d’épuration.....	64
V.2. Données de base	64
V.2.1 Estimation des débits.....	64
V.2.2. Evaluation des charges polluantes	65
V.2. Le Prétraitement.....	67
V.2.1. Dégrillage	67
A. Largeur de la grille.....	68
B. Calcul de la longueur de la grille.....	68
C. Calcul des pertes de charge	68
D. Calcul des refus des grilles	68
Conclusion	69
V.2.2. Le dessablage-déshuilage.....	70
V.2.2.1. Le dimensionnement du dessableur-déshuileur.....	70
V.2.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le Dessableur.....	72
Conclusion.....	74
V.3. Le traitement primaire.....	74
V.3.1. Choix du décanteur primaire	75
V.3.2. Calcul du décanteur primaire.....	75
V.3.3. Calcul de la quantité de boues éliminées.....	77
Conclusion.....	78
V.4. Les traitements secondaires.....	78

V.4.1. Etude de la variante à moyenne charge.....	79
V.4.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération.....	79
V.4.1.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)	85
IV.4.2. Etude de la variante à faible charge.....	89
Conclusion	91
V.5. Le traitement tertiaire : la désinfection.....	91
V.6. Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues.....	93
V.6.1. Epaisseur	94
V.6.2. Digesteur.....	95
Conclusion	97

CHAPITRE VI : Calculs hydrauliques.

Introduction.....	98
VI.1. Déversoir d'orages.....	98
VI.2. Relevage	100
VI.2.1. Dimensionnement du puisard	100
VI.2.2. La conduite de refoulement	101
VI.2.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe.....	101
VI.2.4. Choix de la pompe.....	103
VI.3. Profil hydraulique	103
VI.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages	104
VI.3.2. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages	105
VI.3.3. Calcul des diamètres des conduites	105
a. Conduite dégrilleur -désableur (A-B)	105
b. Les autres conduites	106
Conclusion	107

CHAPITRE VII : Gestion et exploitation de la station.

Introduction	108
VII.1. Mesure des paramètres de fonctionnement de la station	108
VII.1.1. Mesure de la turbidité	108
VII.1.2. Mesure de la teneur en oxygène dissous	108
VII.1.3. Mesure de pH et température	108
VII.1.4. Mesure concernant les boues	109

VII.2. Contrôle de fonctionnement	109
VII.2.1. Contrôles journaliers	110
VII.2.2. Contrôles périodiques.....	110
VII.3. Entretien des ouvrages	110
VII.3.1. Le dégrilleur	110
VII.3.2. Dessableur-déshuileur	110
VII.3.3. Bassin d'aération	110
VII.3.4. Clarificateur et décanteur primaire	111
VII.3.5. Désinfection des eaux épurées	111
VII.3.6. Epaisseur.....	111
VII.3.7. Lits de séchage	111
Conclusion	112
Conclusion générale.....	113

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Origines et des maladies provoquées par les organismes présents dans les eaux usées.[1].....	5
Tableau I.2 : Classification des pollutions.....	6
Tableau I.3 : minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité.....	7
Tableau I.4 : Coefficient de biodégradabilité	10
Tableau I.5 : Les normes de rejet.....	14
Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés	38
Tableau III.1 : Comparaison des divers procédés de déshydratation des boues.	44
Tableau IV.1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluie (1994 à 2007).....	53
Tableau IV.2 : Températures moyennes mensuelles (1996-2009)	54
Tableau IV.7 : Evaluation des debits pour différents horizons (t=1.6%).....	57
Tableau IV.3 : Vent moyen mensuel en (m/s) durant la période (1989 -2010)	55
Tableau IV.4 : Humidité mensuelles moyennes en (%) durant la période (1995 -2010) ...	55
Tableau IV.5 : Ensoleillement mensuel moyen en (heures) durant la période (1995-2010)...	55
Tableau IV.6 : Evaluation du taux d'accroissement de la population de la région d'étude...56	
Tableau IV.8 : Secteur de l'éducation.....	58
Tableau IV.9 : Secteur jeunesse, sport et culture.....	58
Tableau IV.10 : méthodes d'analyses des principaux paramètres.	60
Tableau IV.11 : analyse des eaux usées.	61
Tableau IV.12 : débit d'eaux usées rejetés par les équipements.	62
Tableau V.1 : Estimation du nombre d'Eq hab de l'agglomération	65
Tableau V.2 : Estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons d'études.....	66
Tableau V.3. : Épaisseur entre les barreaux (e) et largeur des barreaux (d)	67
Tableau V.4 : largeur de la grille.....	68
Tableau V.5 : Pertes de charges.....	69

Tableau V.6 : les resultats des refus du degriillage	69
Tableau V.7 : Récapitulatif du dimensionnement du dessableur-deshuileur	74
Tableau V.8 : Vitesse limite en fonction de K . [28]	75
Tableau V.9 : Récapitulatif du dimensionnement du décanteur primaire.	78
Tableau V.10 : valeurs de a_m , b en fonction du procédé d'épuration par boue activée.	81
Tableau V.11 : Résultats de calcul du bassin d'aérateur et du clarificateur pour l'horizon 2028 et pour l'horizon 2043.	87
Tableau V.12 : Résultats de calcul du bassin d'aérateur pour l'horizon2028 et pour l'horizon2043.....	89
Tableau V.13 : récapitulatif du dimensionnement du bassin de désinfection.	93
Tableau V.14 : Résultats du dimensionnement de l'épaississeur et des lits de séchage (2025 et2040).....	96
Tableau VI.1 : Les valeurs de K, m et β	102
Tableau VI.2 : caractéristiques de la pompe choisie.....	103
Tableau VI.3 : Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.....	103
Tableau VI.4 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	105
Tableau VI.5 : Récapitulatif du dimensionnement des conduites reliant entre les ouvrages de la STEP.....	107

Liste des figures

Figure II.1 : Différentes étapes du traitement des eaux usées.	16
Figure III.2 : Dégrilleur mécanique.	18
Figure II.3 : Dessablage, déshuilage et dégraissage dans un seul ouvrage.	20
Figure II.4 : Photo d'un racleur d'huiles et graisses (racleur de surface).	20
Figure II.5 : Décanteur lamellaire.	22
Figure II.6 : Décanteur cylindro-conique.	23
Figure II.7 : Décanteur circulaire avec raclage de boues.	23
Figure II.8 : Décanteur rectangulaire avec raclage de boues.	23
Figure II.9 : Schématisation de la coagulation_floculation_sédimentation.	24
Figure II.10 : Les mécanismes mis en jeu dans les bassins de lagunage naturel.	26
Figure II.11 : schéma en coupe du lagunage naturel.	27
Figure II.12 : lagunage aéré.	28
Figure II.13 : système d'épandage des eaux	29
Figure II.14 : Principe de l'épuration des eaux usées par procédés artificiels.	29
Figure II.17 : Procédé d'épuration par lit bactérien.	31
Figure II.15 : Matériau constitutif	30
Figure II.16 : Schéma d'un lit bactérien.	30
Figure II.18 : lit bactérien avec sprinkler.	31
Figure II.19 : Procédé d'épuration par disque biologique.	32
Figure II.20 : procédé d'épuration par boues activées.	33
Figure II.21 : bassin d'aération (procédé à boues activées).	34
Figure III.1 : Schéma du principe d'un épaissement gravitaire.	42
Figure III.2 : Séchage solaire.	44
Figure III.3 : lit de séchage.	45
Figure III.4 : déshydratation par centrifugation	45
Figure III.3 : Schéma des différentes étapes du traitement des boues.	45
Figure IV-1 : Situation géographique de la zone d'étude.	49
Figure IV.2. Histogramme de répartition de la pluie moyenne mensuelle.	53
Figure IV.3 : Histogramme de l'évolution de la population du chef-lieu de la commune de Draa El Mizan.	57
Figure IV.4 : Situation de la station d'épuration de DRAA EL MIZAN.	59
Figure IV.5 : lieu de prélèvement d'échantillon (déversoir d'orage à l'amont de la STEP).	60
Figure VI.1 : schéma d'un déversoir d'orage.	98

Liste des planches

PLANCHE 01/05 : Plan de masse de la station d'épuration de DRAA EL MIZAN.

PLANCHE 02/05 : Ouvrages de la station d'épuration de DRAA EL MIZAN.

PLANCHE 03/05 : Plan de situation de la STEP de DRAA EL MIZAN.

PLANCHE 04/05 : Coupe verticale de la STEP de DRAA EL MIZAN.

PLANCHE 05/05 : Profil hydraulique de la STEP de DRA EL MIZAN.

Introduction générale

Les phénomènes de pollution font l'objet de programmes de surveillance, d'études et de recherches, compte tenu des risques qu'ils présentent pour la santé et l'environnement. Les réseaux d'alimentation en eau potable et ceux des eaux usées provoquent parfois la contamination de l'eau potable et entraînent des maladies à transmission hydrique.

La moitié des réserves d'eau douce du monde sont polluées mais cette pollution concerne indifféremment les pays développés et les pays en voies de développement. Cela est dû aux rejets des eaux usées, qu'elles soient domestiques, industrielles ou agricoles (eaux de drainage), dans la nature sans traitement préalable.

L'Algérie mène depuis maintenant une décennie une bataille pour régler définitivement le problème d'assainissement et du traitement des eaux usées. A ce jour, le pays s'est doté de 145 stations d'épuration dont la majorité est certifiée ISO, sachant que plus de 85% des habitations sont raccordées à l'eau potable. Le volume global de l'eau traité est de 800 millions de mètre cube annuellement et l'Algérie souhaiterait atteindre les 200 stations d'épurations pour l'horizon 2015.

(L'Econews du 30 Janvier 2013)

A cet effet, ce mémoire de fin d'étude rentre dans ce cadre-là car il vise à concevoir une station d'épuration pour la ville de Draa El Mizan (wilaya de TIZI OUZOU) puisque la filière de traitement existante (un bassin de décantation) n'assure plus le traitement de tout l'effluent d'eau usée de l'agglomération.

Les objectifs visés par cette station sont d'abord la protection de l'environnement contre la pollution puisque beaucoup d'agriculteurs irriguent leurs domaines à partir de l'Oued et de la nappe se trouvant dans la région, ensuite la réutilisation des eaux traitées ainsi que les boues pour l'agriculture.

Chapitre I

Origine et nature des
eaux usées.

Introduction

Après l'utilisation de l'eau par l'homme, on doit la traiter avant son rejet vers le milieu naturel car la capacité auto-épuratoire des cours d'eaux diminue avec l'augmentation des charges polluantes.

Cette précaution a pour objectif de protéger l'environnement contre la pollution et contre la propagation des différentes maladies liées à l'eau et aux milieux récepteurs. Pour y contribuer, on doit tout d'abord connaître la composition de l'eau pour choisir le procédé épuratoire à utiliser.

I.1. Origines des eaux usées

Les eaux usées proviennent essentiellement des activités domestiques et industrielles ainsi que des précipitations et infiltrations ; ces catégories d'eaux usées sont communément appelées respectivement eaux domestiques, déchets industriels, eaux pluviales et eaux parasites.

I.1.1. Les eaux domestiques

Elles proviennent des habitations, issues des différents usages domestiques de l'eau. Véhiculées par le réseau d'assainissement jusqu'à la station d'épuration. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique, sels minéraux (azote, phosphore), détergents et germes fécaux.

Elles se répartissent en :

- eaux de vannes d'évacuation des toilettes ;
- eaux ménagères d'évacuation des cuisines, salles de bain ;
- eaux usées de lavages.

I.1.2. Les eaux d'origine industrielles

Les eaux usées industrielles sont celles qui proviennent des diverses usines de fabrication ou de transformation. Les substances sont souvent odorantes, et colorées, et parfois toxiques et peuvent déstabiliser l'équilibre écologique des milieux récepteurs.

Les eaux évacuées par les industries sont :

- Les eaux de fabrication qui dépendent de la nature de l'industrie ;
- Les eaux de lavage des machines ;
- Les eaux de refroidissement qui dépendent du taux de recyclage.

En plus des matières organiques azotées ou phosphatées, elles peuvent contenir :

- ✓ Des matières organiques et graisses (industries agro-alimentaires) ;
- ✓ Acides, bases, produits chimiques divers (industries chimiques) ;
- ✓ Hydrocarbures (raffineries) ;
- ✓ Métaux (traitement de surface, métallurgique).
- ✓ Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques).

- ✓ Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

Les usages industriels ont le choix entre trois possibilités :

- déverser leurs effluents directement dans le réseau d'égouts si l'autorisation leur est donnée par les autorités ;
- traiter entièrement leurs effluents avant de les rejeter directement dans le milieu naturel récepteur ;
- effectuer un prétraitement en usine avant le rejet dans le réseau d'égouts.

I.1.3. Les eaux de ruissellement

Elles englobent essentiellement les eaux issues de précipitation (pluie, fonte de neige) ou de ruissellement urbain (lavage des chaussées, des marchés et des rues).

Elles peuvent, elles aussi, constituer une source de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis en ruisselant, se pollue par les résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...). La pollution entraînée est maximale en début de la précipitation et elle décroît fortement en cas de pluie persistante.

I.1.4. Les eaux parasites

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

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

I.1.5. Les eaux de drainage

Aussi appelées les eaux agricoles, elles proviennent du lessivage des engrais chimiques.

Les engrais et pesticides mal utilisés polluent les eaux souterraines (en s'infiltrant dans le sol avec l'eau de pluie et d'arrosage) et de surface (en ruisselant). L'emploi excessif d'engrais a fait sensiblement augmenter la quantité de nitrates dans les rivières et nappes phréatiques peu profondes.

I.2. Nature de la pollution

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique ou biologique de l'eau, provoquée par le rejet de substances indésirables qui perturbent les conditions de vie et l'équilibre du milieu

aquatique et induisent d'importantes nuisances : mauvaises odeurs, fermentations, inconforts divers et des risques sanitaires qui se répercutent, à court terme, sur notre organisme à travers la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons.

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

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

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

I.2.1. Pollution organique

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante d'autant plus que dans son acceptation la plus large, cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités (urbaines, industrielles, artisanales et rurales) chaque activité rejette des composés spécifiques biodégradables ou pas. On distingue pour les eaux usées urbaines les matières organiques banales (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non ioniques), les huiles et goudrons.

I.2.2. Pollution microbiologique

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organismes vivants dans les eaux usées apportés par les excréments d'origines humaine ou animale.

Ces bactéries jouent le rôle de témoins de pollution.

La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur, elles peuvent provoquer des maladies dangereuses pour l'homme.

Dans les eaux domestiques, le nombre de coliformes fécaux varie entre 10^6 et $10^7/100$ ml. [16]

Le tableau suivant dresse un inventaire restreint des origines et des maladies provoquées par les organismes présents dans les eaux usées ;

Tableau I.1 : Origines et des maladies provoquées par les organismes présents dans les eaux usées.[1]

Organismes	Maladies	Origines
Shigelles	Dysenterie bacillaire	Eaux usées
Brucella	Brucellose	Eaux usées, lait
M.Tuberculosis	Tuberculose	Eaux des sanatoriums et des hôpitaux
Entamoeba Hystolytica	Dysenterie amibienne	Engrais, eaux contaminées
Salmonelles	Fièvre typhoïde et paratyphoïdes	Eaux usées
Vibrio cholerae	Choléra	Eaux usées
Virus : -Entrovirus -Echo	Poliomyélite diarrhées	Eaux usées
Insecte vecteur	Filariose urbaine	Eaux usées

I.2.3. Pollution minérale

Il s'agit d'effluent industriels principalement qui contiennent des substances minérales telles que : les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques, le plomb, le mercure, le chrome, le cuivre, le zinc et le chlore.

Ces substances peuvent avoir de lourdes conséquences comme :

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

I.2.4. Pollution toxique

La toxicité présente dans les eaux usées peut être organique ou minérale, les substances organiques toxiques sont entre autres les pesticides, les hydrocarbures et les produits organiques de synthèse industriels (aldéhydes, phénols, produits azotes ...etc.).

Les substances minérales toxiques sont : les sels à fortes concentration, les ions métalliques rejetés par les effluents industriels.

Remarque

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

Tableau I.2 : Classification des pollutions [3]

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

I.3. Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés

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

- Physique (matières en suspension).

- Chimique (matières organiques dissoutes).
- Biologique.

I.3.1. Paramètres physiques

I.3.1.1. Température

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

- Les processus biologiques et physico-chimiques.
- La solubilité des sels et des gaz: Il est établi que la solubilité d'un gaz diminue pour une augmentation de la température. Ce phénomène est particulièrement important dans le cas de l'oxygène dissous dans le bassin d'aération d'une STEP par boues activées.
- Ainsi, 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 des bactéries dans les processus d'épuration. La valeur optimale pour l'activité des micro-organismes intervenant au cours de l'épuration, est comprise entre 25 à 30°C. Au-delà, la vitesse de réaction décroît très vite et le floc bactérien se trouve épuisé en oxygène

I.3.1.2. Conductivité

Ce paramètre est lié à la concentration des substances dissoutes et à leurs natures. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau.

La conductivité d'une eau varie selon son degré d'impureté, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande, plus la conductivité est grande.

La minéralisation d'une eau est bénéfique dans le cadre de sa réutilisation dans le domaine agricole. Elle apporte au sol les sels minéraux pour sa fertilisation. En fonction de la présence en grande quantité d'un sel, on pourra faire le choix de la culture.

Le tableau suivant nous renseigne sur la minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité.

Tableau I.3 : minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité [27]

Conductivité	Appréciation
conductivité < 100 $\mu\text{s}/\text{cm}$	Minéralisation très faible
100 $\mu\text{s}/\text{cm}$ < conductivité < 200 $\mu\text{s}/\text{cm}$	Minéralisation faible
200 $\mu\text{s}/\text{cm}$ < conductivité < 333 $\mu\text{s}/\text{cm}$	Minéralisation moyenne accentuée
333 $\mu\text{s}/\text{cm}$ < conductivité < 666 $\mu\text{s}/\text{cm}$	Minéralisation moyenne
666 $\mu\text{s}/\text{cm}$ < conductivité < 1000 $\mu\text{s}/\text{cm}$	Minéralisation importante
conductivité > 1000 $\mu\text{s}/\text{cm}$	Minéralisation excessive

I.3.1.3. La turbidité

La turbidité est liée à la présence dans l'eau usée de particules ou matières en suspensions (MES) d'origines diverses ; organiques, argiles et des colloïdes ... etc. Elle est variable dans le temps selon le mode de rejet, et suivant les saisons. La turbidité de l'eau usée est intense pendant les premières pluies, car il y a nettoyage des chaussés et toitures.

I.3.1.4. Couleur et odeur

Dans les eaux usées brutes la couleur est due à la présence de matières organiques dissouts, colloïdales ou par des composés chimique solubles qui sont colorés.

L'odeur est due à une fermentation des matières organiques. La couleur et l'odeur des eaux usées renseignent sur l'âge des déchets liquides.

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

I.3.1.5. Les charges pondérales

E. Les matières en suspensions (MES)

Il s'agit de matières solides qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales. On peut considérer qu'ils représentent un intermédiaire entre les particules minérales du type sable ou poussières de charbon et les particules minérales du type mucilagineuse.[1]

Elles sont séparables par filtration, décantation ou centrifugation. Les teneurs en MES sont obtenues après séchage à 105°C.

F. Les matières volatiles en suspension(MVS)

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension, elles sont mesurées par calcination à 650°C en deux heures d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles constituent environ 70- 80% des MES. [1]

G. les matières minérales en suspension (MMS)

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspond à la présence de sels, silice, poussières. [1]

H. les matières décantables (MD) et non décantables (MND)

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

Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont donc être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique. [1]

I.3.1.6. Huiles et graisses

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

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

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

❖ **Nuisances provoqué par les graisses**

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

I.3.2. Paramètres chimiques

I.3.2.1. PH (Potentiel Hydrogène)

Le PH de l'eau représente son acidité ou son alcalinité, autrement dit indique la concentration en H^+ présent dans l'eau, ce paramètre joue un rôle primordial à la fois:

- ◆ dans les propriétés physico-chimiques (acidité agressivité) ;
- ◆ dans le processus biologique et dans l'efficacité de certains traitements ;

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

I.3.2.2. Demande biochimique en oxygène (DBO5)

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

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

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

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

I.3.2.3. Demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène DCO permet d'apprécier la concentration en matières organiques au travers de la quantité d'oxygène nécessaire à leur oxydation chimique totale. Elle est exprimée en mgO₂/l. Généralement la DCO est 1.5 à 2 fois la DBO₅ pour les eaux usées urbaines et 1 à 10 pour l'ensemble des eaux résiduaires industrielles.

La détermination se fait par l'ajout à un volume connu d'échantillon, d'une quantité d'oxygène sous forme d'agent oxydant chimiquement efficace comme le bichromate de potassium.

❖ Relation entre DBO₅ et DCO

Le rapport DCO/DBO₅ donne une estimation de la biodégradabilité des eaux usées.

La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposée par les micro-organismes (bactéries, champignons...)

Le tableau I.3, nous donne les différents modes de traitements utilisés en fonction du coefficient de biodégradation.

Tableau I.4 : Coefficient de biodégradabilité [3]

K : (DCO/DBO₅)	Caractéristique de l'eau
K<2	Facilement biodégradable, épuration biologique très possible
2<K<3	Effluent biodégradable à condition de mettre en place un traitement adéquat (on ajoute des bactéries).
K>3	Non biodégradable, un traitement physico-chimique est nécessaire.

I.3.2.4. Le carbone organique total (COT)

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

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

I.3.2.5. Les sels nutritifs

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

C. Le phosphore

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

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

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

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

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

D. L'Azote

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

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

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

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

Remarque

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

Les études menées à ce sujet, montrent qu'un rapport DCO/DBO₅/N/P est de 150/10/5/1, permet d'assurer un développement normal des microorganismes épurateurs en milieu aérobie. [3]

I.3.2.6. Métaux lourds

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

I.3.2.7. L'oxygène dissous

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

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

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

I.3.3. Les paramètres microbiologiques

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

- 10^8 coliformes totaux
- 10^6 - 10^7 coliformes fécaux
- 10^5 streptocoques fécaux
- 10^2 salmonelles

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

I.3.4. Charges polluantes

I.3.4.1. Charges en DBO5

La charge de DBO d'un rejet d'eaux usées est le produit de la DBO unitaire par son débit

Si la DBO unitaire a été déterminé sur 5 jours, elle constitue la charge de « DBO5 du rejet »

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

- Réseau séparatif : 60 à 70 g/hab /j.

- Réseau unitaire: 70 à 80 g/hab/j.

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

I.3.4.2. Charges en MES

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

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

I.3.5. Les normes de rejet

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

Tableau I.5 : Les normes de rejet.

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

Source: DHW T.O

Remarque

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

Conclusion

La connaissance de la qualité des eaux usées à traiter est indispensable dans un projet de conception d'une station d'épuration.

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

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

Chapitre II

Procédé D'épuration des
eaux usées.

Introduction

L'autoépuration naturelle des eaux usées est à l'échec quand la charge polluante de ces dernières est importante. Ce chapitre est consacré à l'étude des différentes techniques d'épuration des eaux usées. Afin d'éviter la pollution du milieu récepteur, les eaux usées passent par différentes étapes de traitement qui sont :

- Le prétraitement.
- Le traitement primaire.
- Le traitement biologique.
- Le traitement tertiaire.

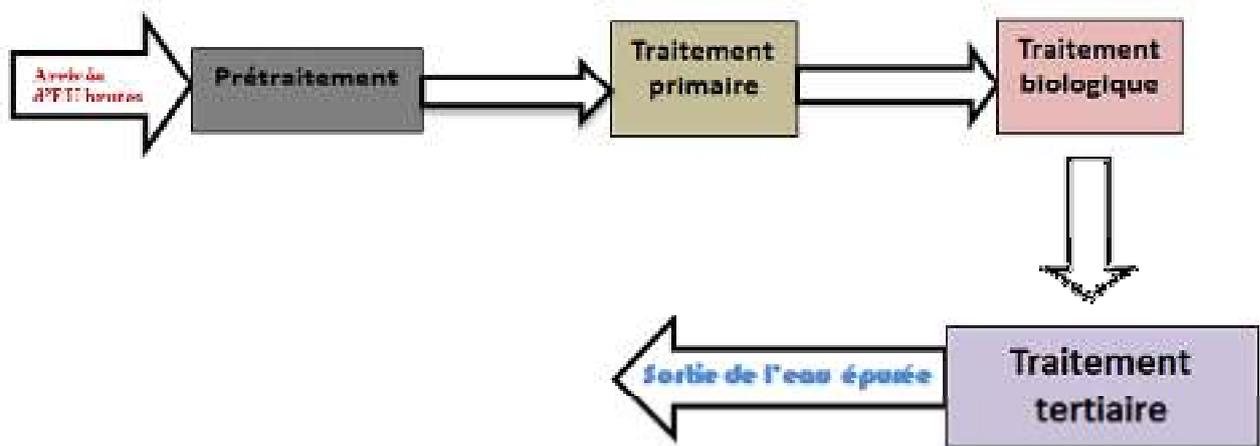


Figure II.1 : Différentes étapes du traitement des eaux usées.

II.1. Le prétraitement

Avant de passer à une filière de traitement biologique, les eaux usées sont prétraitées en passant par différentes étapes qui sont :

- le dégrillage ;
- le tamisage ;
- le dessablage.
- la dilacération ;
- le dégraissage-déshuilage ;

Remarque

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

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

II.1.1. Dégrillage

Le dégrillage permet l'élimination des éléments volumineux charriés par l'eau brute, afin d'éviter les problèmes d'obstruction des pompes et les bouchages des conduites dans les unités de l'installation grâce à un système de grille dont l'espacement entre les barreaux permet de fixer la taille des déchets à éliminer, pour cela, on distingue trois types de dégrillage en fonction de la taille des débris à éliminer :

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

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

Il existe différents types de grillages selon la conception des fabrications et la nature de l'effluent à traiter. [20]

II.1.1.1. Grilles manuelles

Composées de barreaux le plus souvent inclinés à 60° à 80° sur l'horizontale (peuvent être verticaux), elles sont cependant réservées aux très petites stations.

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

II.1.1.2. Grille mécaniques

Au-delà de 2000 équivalents Habitants, la station doit être équipée de grilles mécaniques. Cette mécanisation est indispensable afin d'éviter un colmatage rapide des canalisations.



Figure II.2 : Dégrilleur mécanique.

II.1.2. La dilacération

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

Avantage

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

Inconvénients

_Appareillage cher et délicat nécessitant des interventions fréquentes.

_Risque de colmatage des canalisations et d'engorgement des pompes.

II.1.3. Tamisage

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

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

On distingue principalement trois fonctions du tamisage :

- La récupération des déchets utilisables.
- La protection des canalisations ou des pompes (en évitant l'obstruction).
- La limitation des risques de dépôts et de fermentation. [20]

II.1.4. Dessablage

Le dessablage débarrasse les eaux usées des sables pour éviter leur sédimentation ultérieure.

La technique du dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation avec une vitesse constante de 0.3m/s quelque soit le débit. L'écoulement alors entraîne le dépôt des sables au fond de l'ouvrage. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité du lavage. [20]

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0,2mm et de masse spécifique de l'ordre de 2.65 g/cm^3 .

On distingue divers types de dessableur, on citera :

- Dessableur à couloir simple;
- Dessableurs circulaires;
- Dessableurs rectangulaires aérés.

L'opération de dessablage est indispensable pour :

- Eviter les dépôts dans les canalisations induisant leur bouchage ;
- Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion ;
- Eviter de perturber les autres stades de traitement en particulier les réacteurs biologiques.

II.1.5. Le dégraissage-déshuilage

C'est une opération destinée à éliminer les graisses et les huiles présentes dans les eaux résiduaires (station-service, abattoirs, industries alimentaires etc....)

Les inconvénients des graisses et huiles sont notamment :

- ✓ Envahissement des décanteurs.
- ✓ Diminution des capacités d'oxygénation des installations des traitements biologique.
- ✓ Mauvaise sédimentation des boues dans le clarificateur.
- ✓ Bouchage des canalisations et des pompes.
- ✓ Acidification du milieu dans le digesteur anaérobie.

Pour qu'un dégraissage soit efficace, il faut que la température de l'eau soit inférieure à 30°C
En générale les opérations de dessablage et dégraissage-déshuilage sont concentrées dans un même ouvrage ; les sables sont récupérés au fond de l'ouvrage par un raclage de fond (sédimentation) et les huiles et graisses sont raclées sur l'eau puisque leurs densité est inférieure à celle de l'eau (elles flottent soit naturellement soit accélérées à l'aide d'aérateurs de dégraissage) à l'aide d'un racleur de surface.

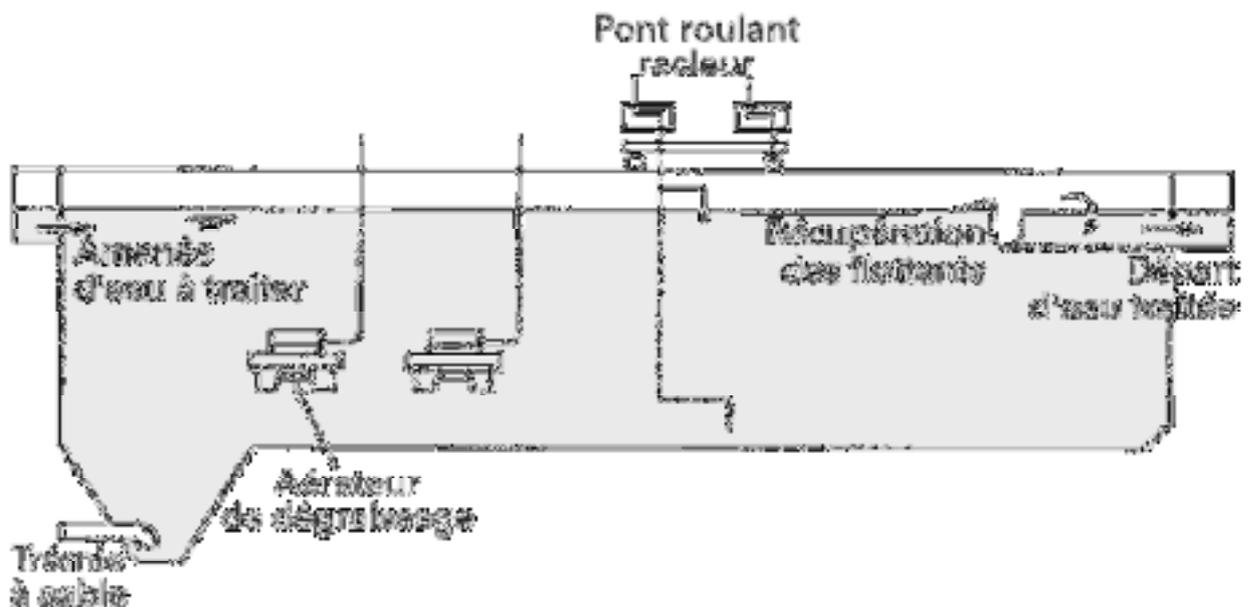


Figure II.3 : Dessablage, déshuilage et dégraissage dans un seul ouvrage



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

II.2. Le traitement primaire

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

Le traitement primaire a pour but d'éliminer 35% de la DBO₅ ainsi que 60% des MES.

Le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques afin de provoquer l'agglomération des matières en suspension (MES).

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

Les floculants organiques les plus employés sont des polymères synthétiques de haut poids moléculaire. [20]

Le traitement se déroule en 4 phases :

II.2.1. Coagulation

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

Pour les eaux industrielles, on utilise plutôt des coagulants organiques.

II.2.2. Flocculation

Permet l'agglomération des particules neutralisées par la coagulation. Les flocculants, polymères organiques de synthèse (anioniques, neutres ou cationiques), piègent dans leurs mailles les petites particules déstabilisées pour former un floc. Les flocculants existent sous forme solide, en billes ou en solution.

II.2.3. Neutralisation

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

II.2.4. Décantation

Permet la séparation des phases et donc le rejet de l'eau traitée (eau dont on a retiré les matières en suspension)

Avantages et inconvénients

Avantages

- Généralement pour des collectivités de taille moyenne ou importante (>20000 EH) ;
- Bonne élimination de MES et du Phosphore ;
- Adaptation aux variations de charges (zone touristiques, industrielles) ;
- Insensible à la non biodégradabilité des effluents ;
- Compacité de l'installation et faible emprise au sol. Cela offre une facilité de couverture et donc de désodorisation et par là une meilleure intégration dans l'environnement (adapté aux zones de montagne, au littoral, aux zones urbaines denses, etc.).

Inconvénients

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

 Le traitement primaire se fait dans un décanteur primaire. Il existe plusieurs types de ce dernier :

- Décanteur rectangulaire avec raclage de boues ;
- Décanteur cylindro-conique ;
- Décanteur circulaire avec raclage de boues ;
- Décantation lamellaire.

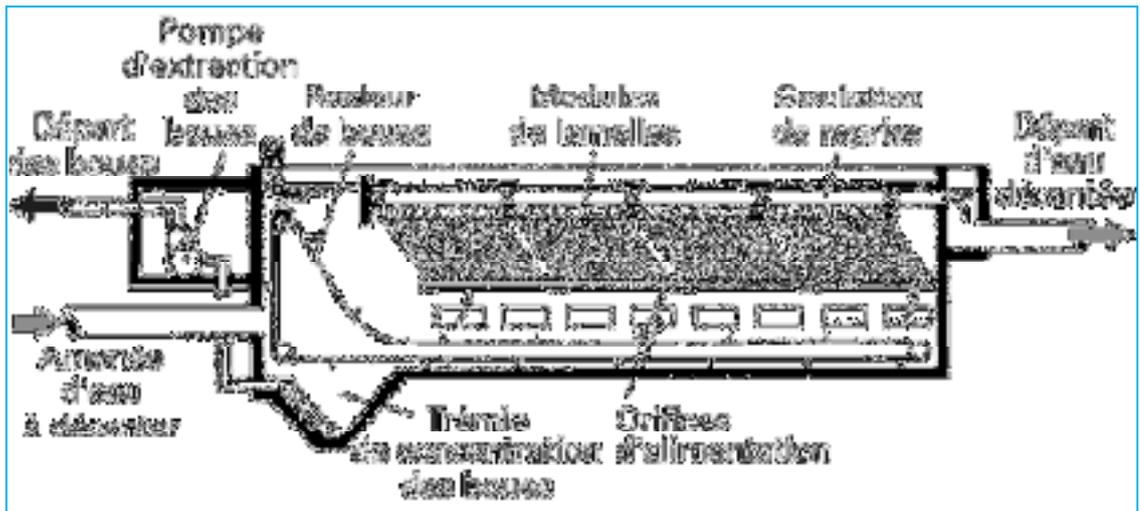


Figure II.5 : Décanteur lamellaire.

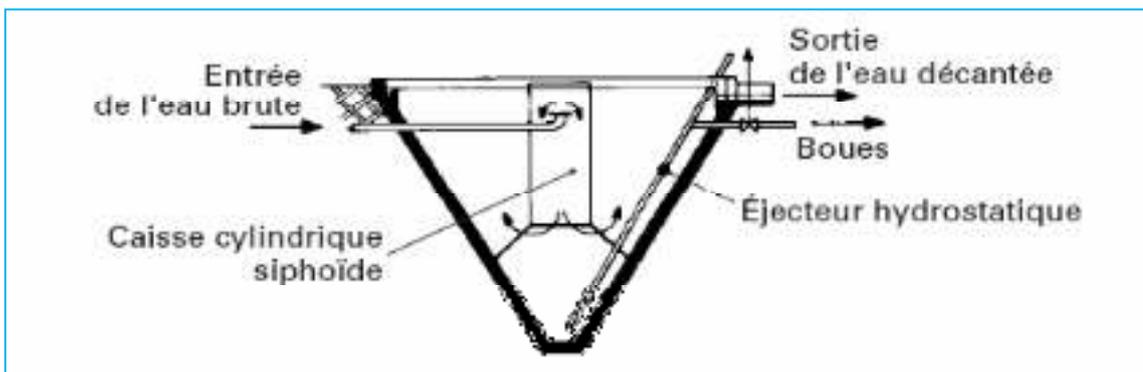


Figure II.6 : Décanteur cylindro-conique

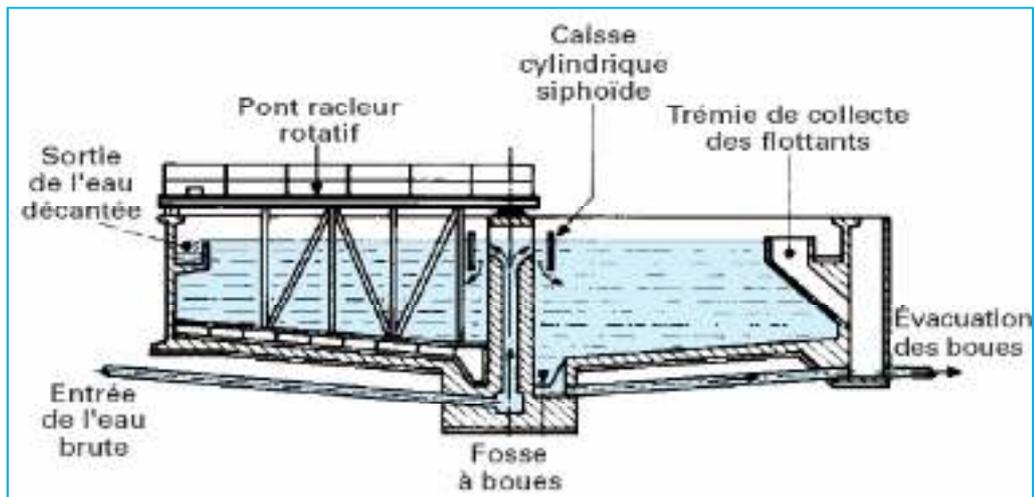


Figure II.7 : Décanteur circulaire avec raclage de boues

- L'épandage des eaux (valorisation des eaux usées dans l'agriculture)

II.3.1.1. Le lagunage

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

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

A. Lagunage naturel

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

Domaine d'application recommandé

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

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

Les avantages

- facilité d'exploitation,
- bons rendements d'élimination sur les nutriments (azote global et phosphore total),
- bonne élimination des germes pathogènes en été,
- adaptation aux fortes variations de charges hydrauliques due au temps de rétention hydraulique élevé dans les bassins (70 jours).

Les inconvénients

- emprise au sol importante,
- natures du sol et du sous-sol déterminant,
- élimination moyenne de la matière organique,
- qualité de rejet variable selon les saisons,
- forte sensibilité aux effluents concentrés et / ou septiques (odeurs),
- contraintes d'exploitation ponctuelle lourdes (curages...),
- maîtrise limitée de l'équilibre biologique et des processus épuratoires,

- variation des coûts suivant la topographie,
- nécessité de curer la lagune et de mettre en place un plan d'épandage.

Les performances épuratoires sont les suivantes :

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

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

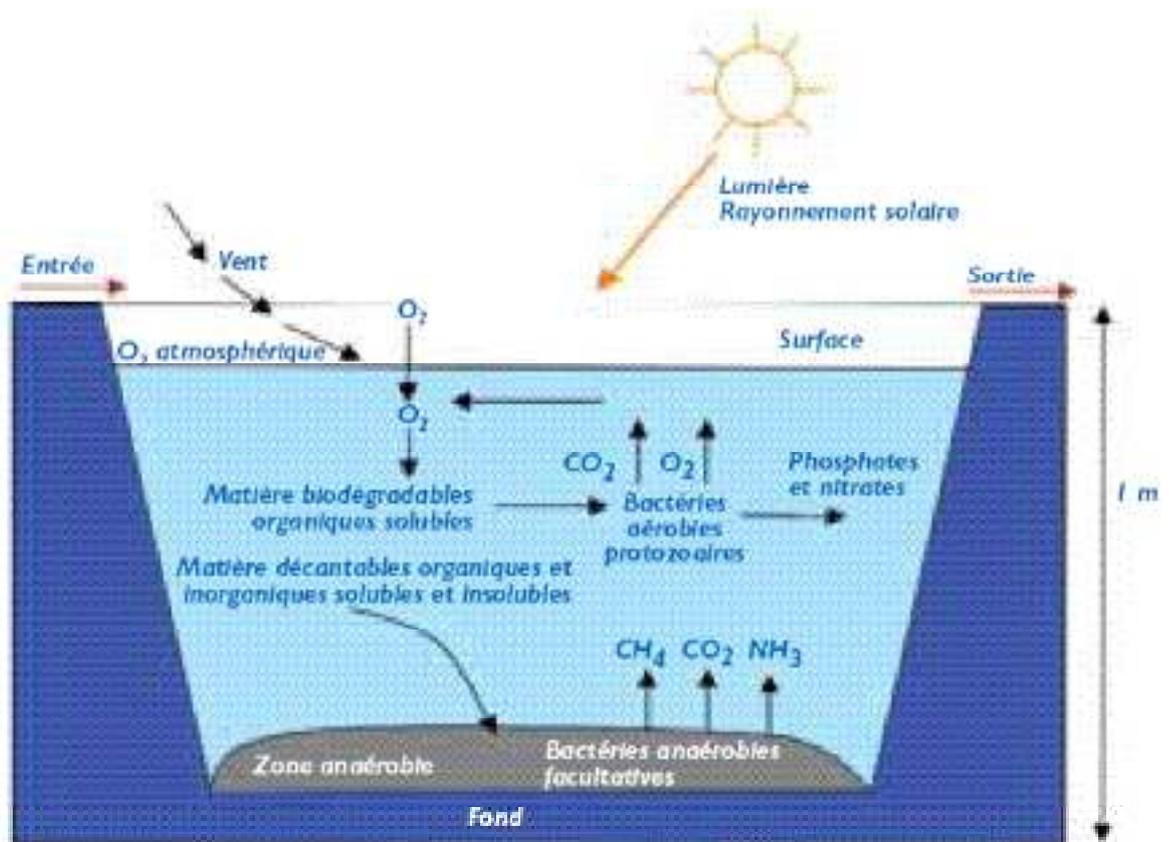


Figure II.10 : Les mécanismes mis en jeu dans les bassins de lagunage naturel.

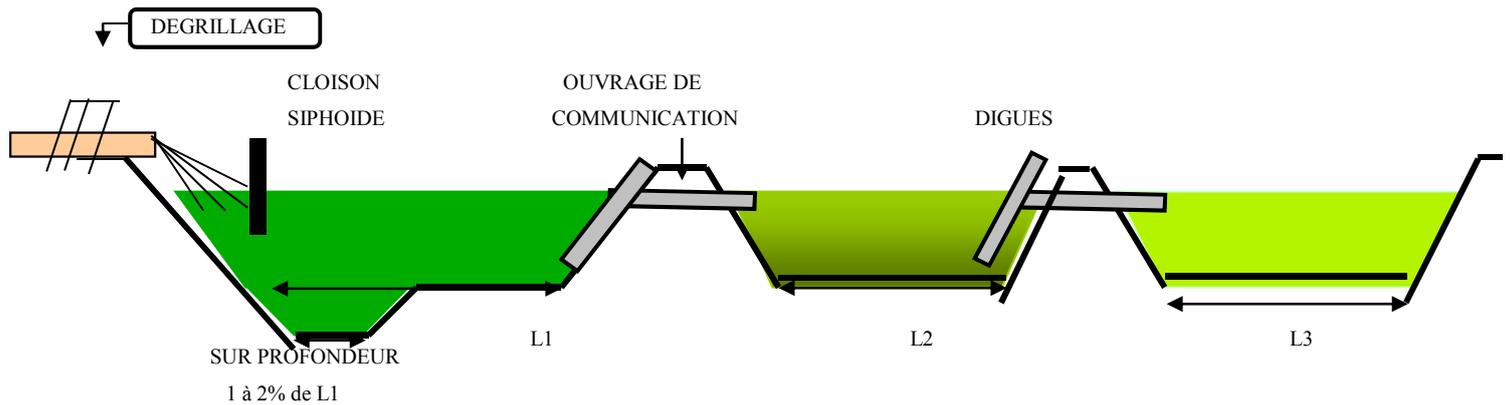


Figure II.11 : schéma en coupe du lagunage naturel.

B. Lagunage aéré

Le lagunage aéré est un procédé de traitement biologique principalement aérobie, en cultures libres qui se différencie des boues activées par l'absence de recirculation de la culture bactérienne séparée par décantation avant rejet des eaux traitées. La population bactérienne y est donc en équilibre avec le substrat carboné, ce qui a pour conséquences :

- la densité des bactéries y reste modeste, ce qui oblige à un temps de traitement long pour obtenir un résiduel dissous peu important ;
- la floculation est relativement peu prononcée ce qui contraint à la mise en œuvre de lagune de décantation largement dimensionnée, siège d'une séparation lente.

Le temps de séjour en lagune d'aération, la puissance spécifique d'aération et la profondeur en aération devront être adaptés aux caractéristiques de l'effluent traité. L'installation comprend:

- un dégrilleur,
- une lagune aérée comportant une turbine de surface,
- une lagune de décantation,
- un étage tertiaire (traitement complémentaire et infiltration),
- un local d'exploitation.

Avantages du procédé

Le lagunage aéré assure un traitement fiable dans de nombreuses situations difficiles. Il est particulièrement tolérant à de très nombreux facteurs influençant négativement nombre d'autres procédés :

- variations de charges hydrauliques importantes,
- variations de charges organiques importantes,

- effluents très concentrés,
- effluents déséquilibrés en nutriments,
- et même arrivée occasionnelle de produits toxiques.

Limites du procédé

- rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres,
- présence de quelques matériels électromécaniques nécessitant un entretien spécifique. [22]

Les performances épuratoires

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



Figure II.12 : lagunage aéré.

II.3.1.2. L'épandage des eaux

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

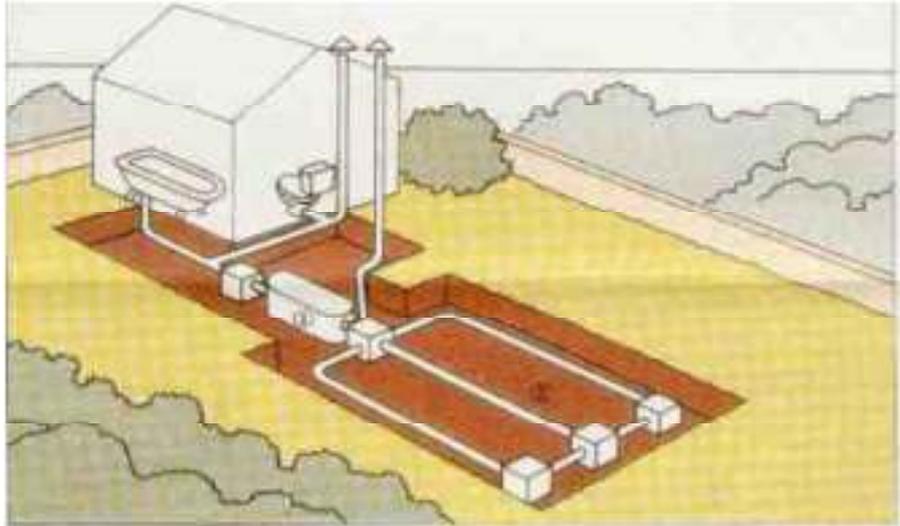


Figure II.13 : système d'épandage des eaux

Inconvénients

L'épuration par épandage présente certains risques dont on peut compter :
L'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et les risques de colmatage des sols, ajoutant à ceux-là, la génération de mauvaises odeurs et la nécessité de disposer de grandes aires libres.

Avantages

En dépit de ces inconvénients, l'épandage présente l'avantage d'être un procédé simple et très économique n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation et permet la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent.

II.3.2. Les procédés intensifs ou artificiels

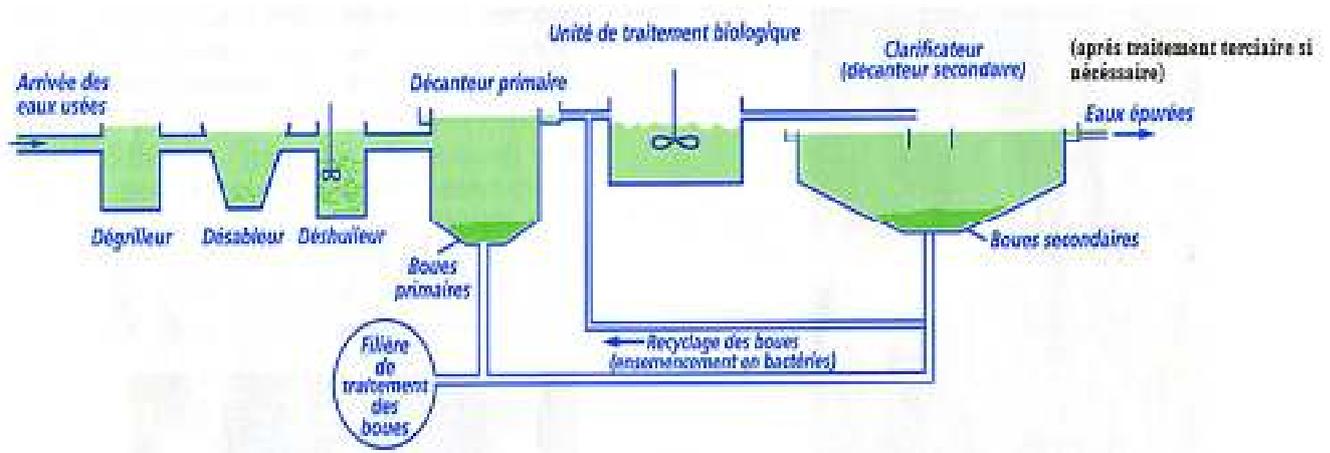


Figure II.14 : Principe de l'épuration des eaux usées par procédés artificiels.

II.3.2.1. Lits bactériens

L'épuration des eaux par lit bactérien est une méthode d'épuration biologique par cultures fixes. Ce système est le plus souvent utilisé pour les eaux très chargées.

Dans cette méthode les micro-organismes épurateurs sont fixés sur un support poreux (pierre ponce, pierre volcanique, plastique, cailloux ...etc.) formant une pellicule bactérienne ensuite l'effluent est dispersé par une grille de répartition sur toute la surface du lit, l'effluent ainsi dispersé percole lentement à travers le massif filtrant et provoque la prolifération des micro-organismes, une recirculation de l'effluent est parfois nécessaire afin de compléter le traitement (pour assurer l'autocurage).

Classification des lits bactériens

- Les faibles charges jusqu'à 0,4 Kg de DBO₅/m³.j.
- Les moyennes charges jusqu'à 0,8 Kg de DBO₅/m³.j.
- Les fortes charges supérieures à 0,8 Kg de DBO₅/m³.j.

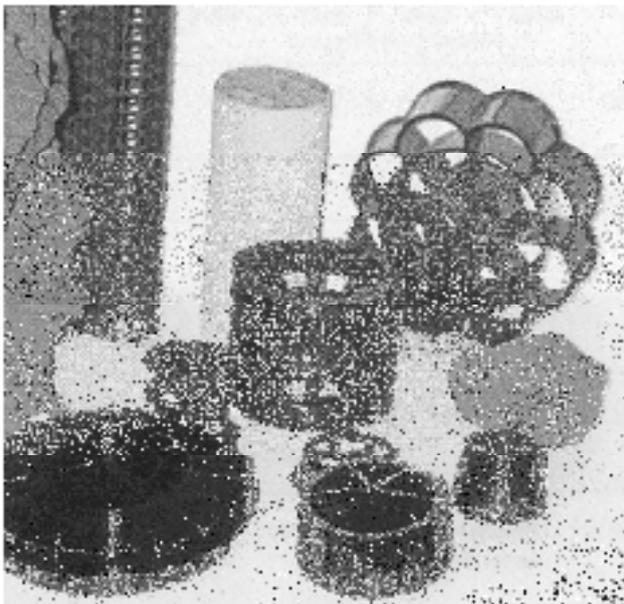


Figure II.15 : Matériau constitutif

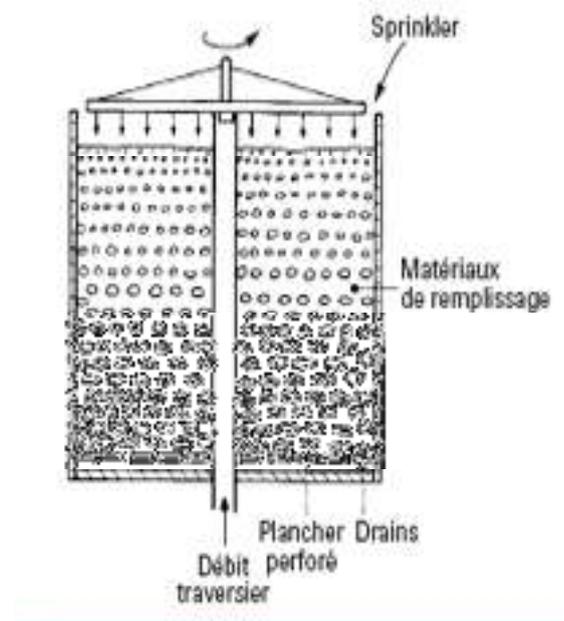


Figure II.16 : Schéma d'un lit bactérien.

Un prétraitement physique (dégrillage, dessablage, deshuilage-degraisage) est indispensable en amont du lit bactérien pour éviter le risque de colmatage de ce dernier.

Lorsque la pellicule bactérienne devient trop importante (lourde), elle se détache naturellement; elle doit alors être séparée de l'effluent par décantation. L'eau va donc dans un décanteur secondaire (ou clarificateur) afin d'éliminer les éventuelles boues restantes.

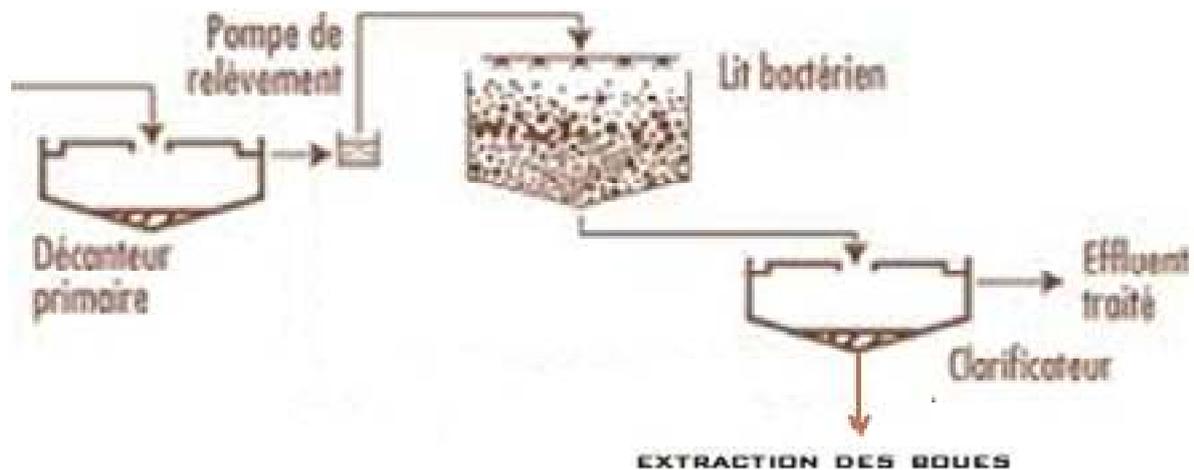


Figure II.17 : Procédé d'épuration par lit bactérien.

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

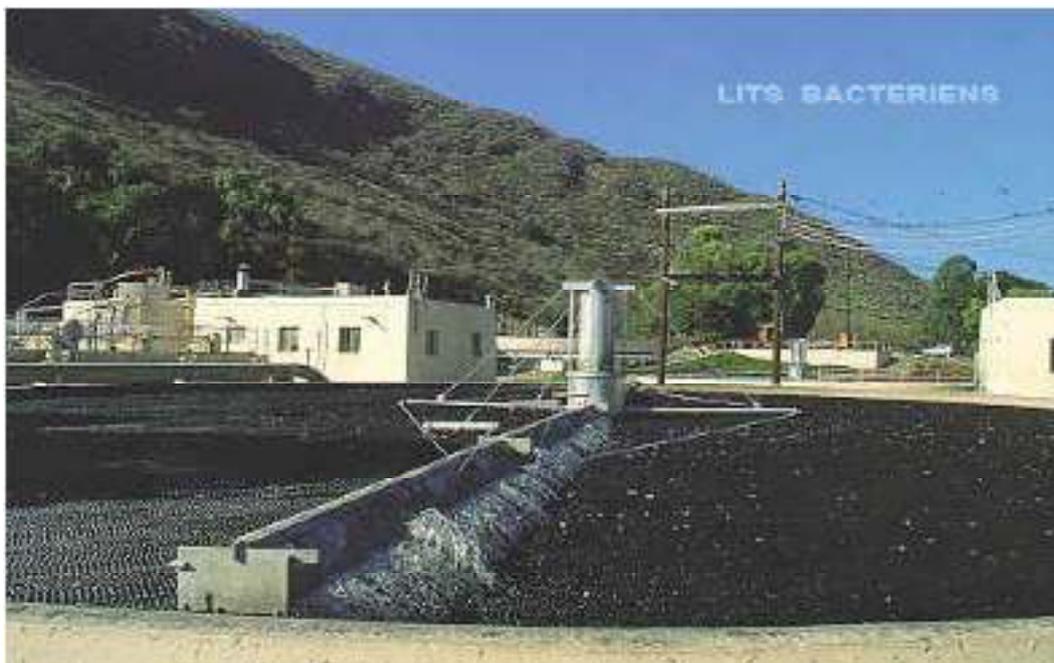


Figure II.18 : lit bactérien avec sprinkler.

II.3.2.2. Disques biologiques

C'est une autre technique faisant appel aux cultures fixées, elle est constituée par les disques biologiques tournants à faible vitesse et immergés sur la moitié de leur hauteur. Ce mouvement induit une oxygénation de la culture pendant la période d'immersion. Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques.

Le mélange d'eau traitée et de biofilm décroché est dirigé vers un décanteur secondaire pour la séparation des phases.

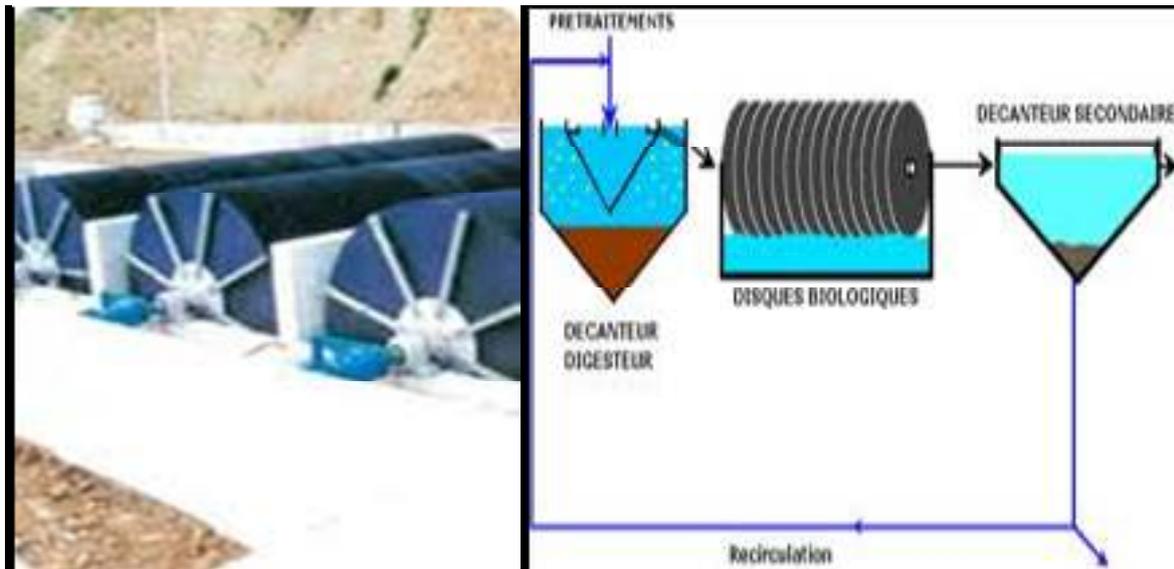


Figure II.19 : Procédé d'épuration par disque biologique.

Avantage des lits bactériens et biodisques

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

Inconvénients des lits bactériens et des biodisques

- performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes;
- coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ;
- nécessité de prétraitements efficaces ;
- sensibilité au colmatage ;
- ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.

II.3.2.3. Boues activées

Le procédé d'épuration par boues activées a été mis au point par ARDEN et LOCKETT en 1914, il consiste à mettre l'effluent en contact direct avec un mélange riche en bactéries par brassage afin de dégrader la matière organique dissoute ou en suspension. Une aération importante est nécessaire pour permettre l'activité des bactéries et ainsi rendre la dégradation possible.

Une unité de traitement par boues activées est composée essentiellement de :

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

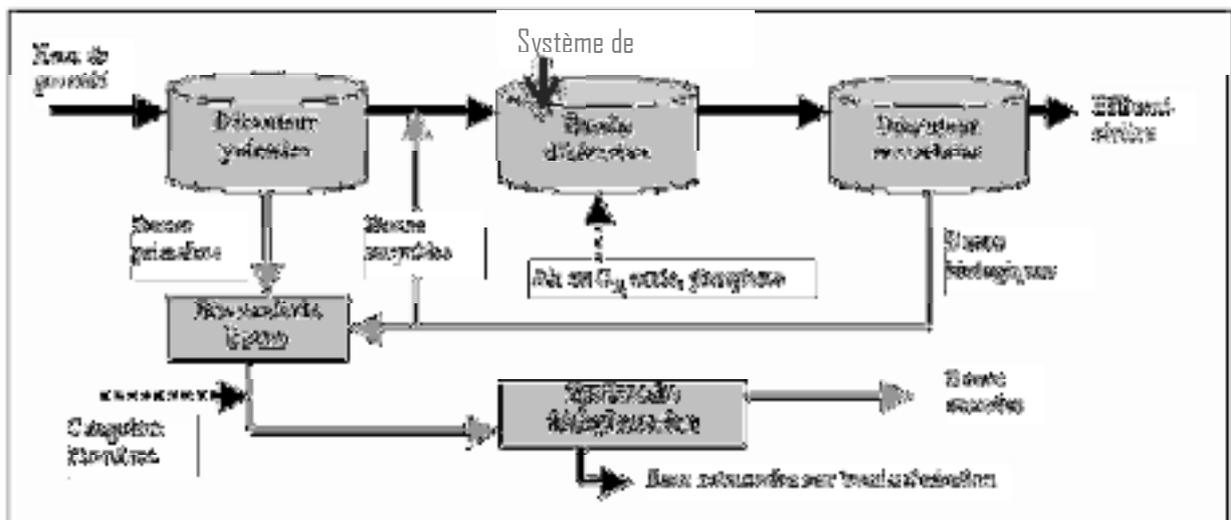


Figure II.20 : procédé d'épuration par boues activées.



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

Avantages et inconvénients

➤ **Avantages**

- Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ;
- Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ;
- Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ;
- Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation.

➤ **Inconvénients**

- Le coût des installations à boues activées très élevée ;
- Les exploitations de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente ;
- Le bon rendement repose sur le bon fonctionnement des aérateurs.
- Consommation énergétique importante ;
- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ;
- Sensibilité aux surcharges hydrauliques ;
- Forte production de boues qu'il faut concentrer.

Classement des procédés par boues activées

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

a. Charge massique C_m

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité de pollution dont le substrat introduit dans ce réacteur et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur. [11] Cette notion C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement de la boue activée, tel que :

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

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

- X_t : la masse totale de boues présentes dans l'aérateur.
- V : le volume de l'aérateur.
- X_a : Concentration en MVS dans l'aérateur.
- L_0 : pollution en DBO_5 journalière = le débit Q * la concentration en DBO_5 [DBO_5]

b. Charge volumique C_v

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO_5 au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin d'aération et elle n'a aucune signification biologique.

$$C_v = \text{DBO}_5(\text{entrée en Kg/j})/\text{Volume du bassin} = L_0/V \text{ (Kg/m}^3\text{/j)} \dots \dots \dots \text{(II-2)}$$

- L_0 : pollution en DBO_5 journalière = le débit Q * la concentration en DBO_5 [DBO_5]
- V : le volume de l'aérateur.

c. Age des boues

L'âge des boues A_b (Θ) est la durée d'aération subie par la boue avant son élimination. C'est le rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou non de germes de nitrifications. [2]

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

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

Tableau II.1 : Classement des procédés par boues activées. [17]

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

d. Indice de Mohlman

Il définit le volume des boues activées décantées après 30 minutes (mn) en (ml) par rapport à la masse de résidus secs de cette boue. il est donné par la formule suivante : [3]

$$I_M = \frac{V_{30}}{m} \dots\dots\dots (II-4)$$

Tel que : V_{30} : Volume de boue obtenu après 30 mn de décantation d'un litre de boue activée.

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

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

e. Besoins en oxygène

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

Remarque

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

Choix du procédé d'épuration par boues activées

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

a. Procédé à forte charge

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

b. Procédé à moyenne charge

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

c. Procédé à faible charge

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

Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés [7]

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

II.4. Traitement Tertiaire

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

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

II.4.1. L'élimination de la pollution azotée

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

Dans les eaux usées l'azote peut se trouver sous deux formes :

- Azote organique (un tiers).
- Azote ammoniacale (deux tiers).

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

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

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

II.4.2. L'élimination de la pollution phosphorée

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

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

II.4.3. La désinfection.

Il a pour but de compléter plus ou moins l'épuration selon les normes de rejet applicables aux eaux épurées ou selon l'utilisation de ces eaux après traitement.

Ce traitement est absent ou peu nombreux dans le cas de rejet en rivière.

L'évaluation du risque de contamination et l'efficacité de la désinfection sont généralement appréhendées via le dénombrement de germes indicateurs (coliformes totaux, coliformes fécaux, streptocoques fécaux).

Il existe de nombreuses techniques de désinfection :

- Le chlore ;
- Désinfection utilisant le dioxyde de chlore ;
- L'hypochlorite de sodium (eau de Javel) ;
- Désinfection à l'ozone ;
- Désinfection par rayonnement UV.

Conclusion

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

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

Chapitre III

Traitements des boues.

Introduction

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

III.1. Définition des boues

Les boues sont des effluents liquides fortement chargés en matières solides (avec des concentrations en solide de 1 à 10 %, soit 10 à 100 g/l). Constituées de matière organique fraîche, très fermentescible, et de matières minérales dissoutes ou insolubles.

III.2. Objectif de traitement des boues

Les principaux buts visés lors du traitement des boues sont :

- ✓ Réduire la teneur en eau jusqu'à 5 à 10 %.
- ✓ Stabiliser la matière organique en diminuant sa fermentescibilité pour réduire ou même supprimer les mauvaises odeurs.
- ✓ Hygiéniser si nécessaire en détruisant les micro-organismes pathogènes

III.3. Origine des boues

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

1. **Les boues de traitement primaire (boues primaires) :** c'est les boues issues d'une décantation physique dans le décanteur primaire. [23]
2. **Les boues physico-chimiques :** c'est des boues primaires mais obtenues à l'aide d'ajout de réactifs dans le but d'une floculation puis une décantation rapide (procédé de coagulation floculation).[23]
3. **Les boues secondaires :** récupérées après traitement biologique dans le clarificateur. [23]
4. **Les boues mixtes :** c'est le mélange de boues secondaires avec les boues primaires ; c'est les boues issues de toute la filière de traitement (de la station). [23]

III.4. Etapes de traitement des boues

III.4.1. Epaissement

C'est la première étape pour réduire le volume de boues et en augmenter la concentration pour permettre la déshydratation.

Il existe différentes méthodes d'épaississement :

III.4.1.1. Epaississement gravitaire

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

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

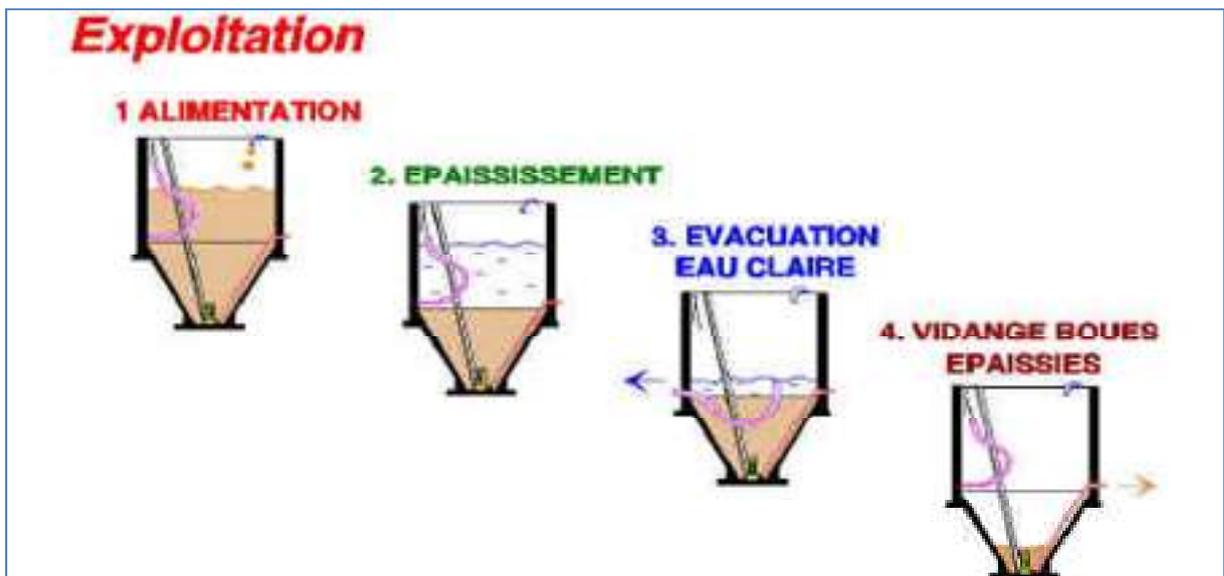


Figure III.1 : Schéma du principe d'un épaississement gravitaire.

III.4.1.2. Epaississement dynamique

Procédé bien adapté à la structure floculée des boues activées constituées de « floccs » légers. Dans ce type d'ouvrage le processus utilisé est l'aéroflocculation qui provoque sur les boues légères (Comme les boues actives) une réduction importante de la surface et du volume des ouvrages, ainsi qu'une concentration élevée de la boue. Cette technique par contre implique des frais d'exploitation accrus en énergie, et ne permet pas de réaliser un stockage important des boues épaissies dans l'ouvrage.

L'épaississement dynamique se fait soit par égouttage, par centrifugation ou par flottation.

III.4.2. Stabilisation

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations des boues en vue de favoriser la valorisation agricole et réduit leurs odeurs désagréables.

On distingue les stabilisations chimiques, biologiques, thermique ou par compostage.

III.4.2.1. Stabilisation biologique

Cette stabilisation s'effectue soit en présence d'oxygène dans les bassins d'aération ou bassin de stabilisation aérobie, soit par voie anaérobie dans des digesteurs avec dans ce cas-là production de biogaz. Dans le premier cas, on obtient des boues aérobies ou stabilisées aérobies, dans le second cas, on aura des boues digérées, anaérobies ou stabilisées anaérobies. [A]

III.4.2.2. Stabilisation chimique

Il est possible d'ajouter de l'acide sulfurique, pour atteindre un pH de 2,0-2,5 des boues. Cette acidification réduit la masse des boues et minéralise la matière organique très rapidement. L'autre possibilité est d'ajouter de la chaux pour, dans ce cas, atteindre des pH très basiques. L'avantage de cette dernière technique est d'obtenir une boue qui peut être utilisée en épandage comme amendement calcique. Dans les deux cas, le but est d'arrêter l'activité biologique par le pH et généralement après une première stabilisation biologique. [8]

Les boues d'épuration doivent être mélangées à la chaux de préférence chaux vive plutôt que chaux hydratée, afin d'élever leur pH à 12 et ainsi empêcher la survie des micro-organismes ou pathogènes. Ce traitement des boues d'épuration permet aussi d'augmenter la siccité des boues (teneur en matière sèche) car la chaux vive réagit de manière exothermique au contact de l'eau contenue dans les boues et de la vapeur se dégage. Une siccité de 30 % est facilement obtenue quel que soit l'équipement de déshydratation utilisé. Le mélange boue /chaux vive doit être le plus homogène et intime possible afin que chaque grain de chaux rentre bien en réaction permettant ainsi un rendement optimum. [A]

III.4.2.3. Stabilisation thermique

La stabilisation thermique consiste à un séchage des boues, souvent déjà déshydratés mécaniquement pour éviter des coûts trop importants. Cet effet est temporaire mais persiste dans le temps tant que les boues ne sont pas réhumidifiées. [A]

III.4.2.4. Stabilisation par compostage

Le compostage constitue un procédé particulier de la stabilisation biologique aérobie. Après compostage, les boues sont solides et stables et ressemblent à du terreau. [A]

III.4.3. Conditionnement

Le conditionnement a pour but la rupture de la stabilité colloïdale des boues et faciliter l'évacuation de l'eau libre. Il existe deux méthodes de conditionnement : conditionnement minéral (ajout de chaux et du FeCl_3) et conditionnement organique (ajout de polymère généralement cationique). [B]

III.4.4. Déshydratation et séchage

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

- Filtre presse
- Filtre à bande (table d'égouttage)
- Centrifugation

Tableau III.1 : Comparaison des divers procédés de déshydratation des boues. [B]

Types	Avantages	Inconvénients
Filtre à bande	Investissement et exploitation aisés	Eau de lavage, siccité moyenne 20%, risque d'odeurs et encombrement
Centrifugeuse	Continuité, faible encombrement et salubrité	Siccité moyenne 20%, consommation d'énergie élevée
Filtre presse	Siccité élevée	Investissement élevé, augmentation de la masse de matière sèche

Le séchage permet de finir la déshydratation des boues. On distingue le séchage dans :

- Lit de séchage (soit implanté de roseaux soit séchage naturel sans plus)
- Séchage solaire ;
- Séchage par sécheur thermique.



Figure III.2 : Séchage solaire.



Figure III.3 : lit de séchage.

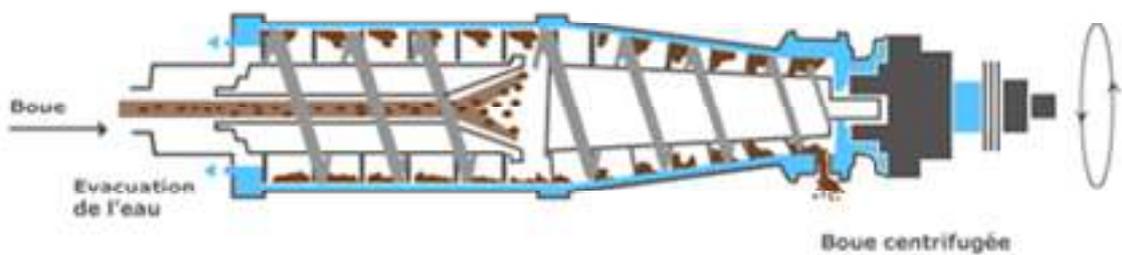


Figure III.4 : déshydratation par centrifugation

III.4.6. Evacuation des boues

Les boues ainsi séchées sont soit utilisées en agriculture comme fertilisant soit incinérées soit déchargées.

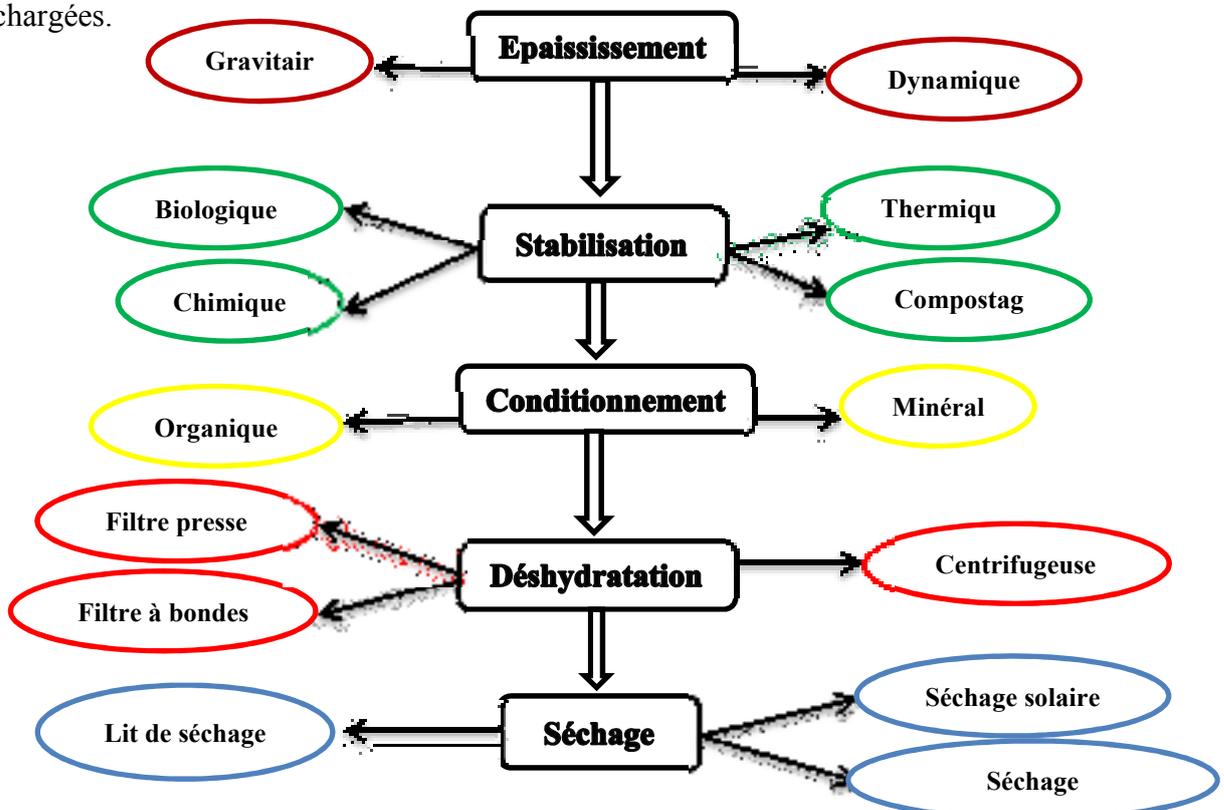


Figure III.3 : Schéma des différentes étapes du traitement des boues.

Conclusion

L'épuration des eaux usées est de nos jours une nécessité pour la préservation de l'environnement. Mais une épuration des eaux usées est toujours suivie d'un traitement des boues qui s'avère obligatoire puisque si les boues ne sont pas traitées, la nuisance reste la même.

Les méthodes de traitement des boues diffèrent selon l'utilisation finale de ces dernières (soit pour l'agriculture, incinération ou bien les décharger).

Chapitre IV

Présentation de
l'agglomération.

Introduction

Le réseau d'assainissement est l'ensemble des collecteurs de décharge des eaux usées, pluviales et industrielles.

Ces eaux peuvent être nuisibles envers l'environnement en cas de rejet sans traitement d'où vient l'utilité de l'épuration des eaux usées.

La réalisation d'une station d'épuration pour la ville de « Draa El Mizan » (DEM) est indispensable car actuellement les eaux polluées sont rejetées sans traitement préalable, ce qui nuit au développement de la faune et la flore aquatique des cours d'eaux de rejet.

Avant tout projet d'implantation d'une station d'épuration, il est nécessaire de faire une étude du site afin de connaître ses différentes caractéristiques qui pourront influencer directement ou indirectement sur la conception du projet ainsi que le fonctionnement de la station.

Les études préliminaires sont :

- Etude géographique.
- Etude topographique.
- Etude géologique et géotechnique.
- Etude hydrographique.
- Etude climatique.
- Etude hydraulique.
- Etude démographique.
- Les équipements de l'agglomération.

IV.1. Situation géographique

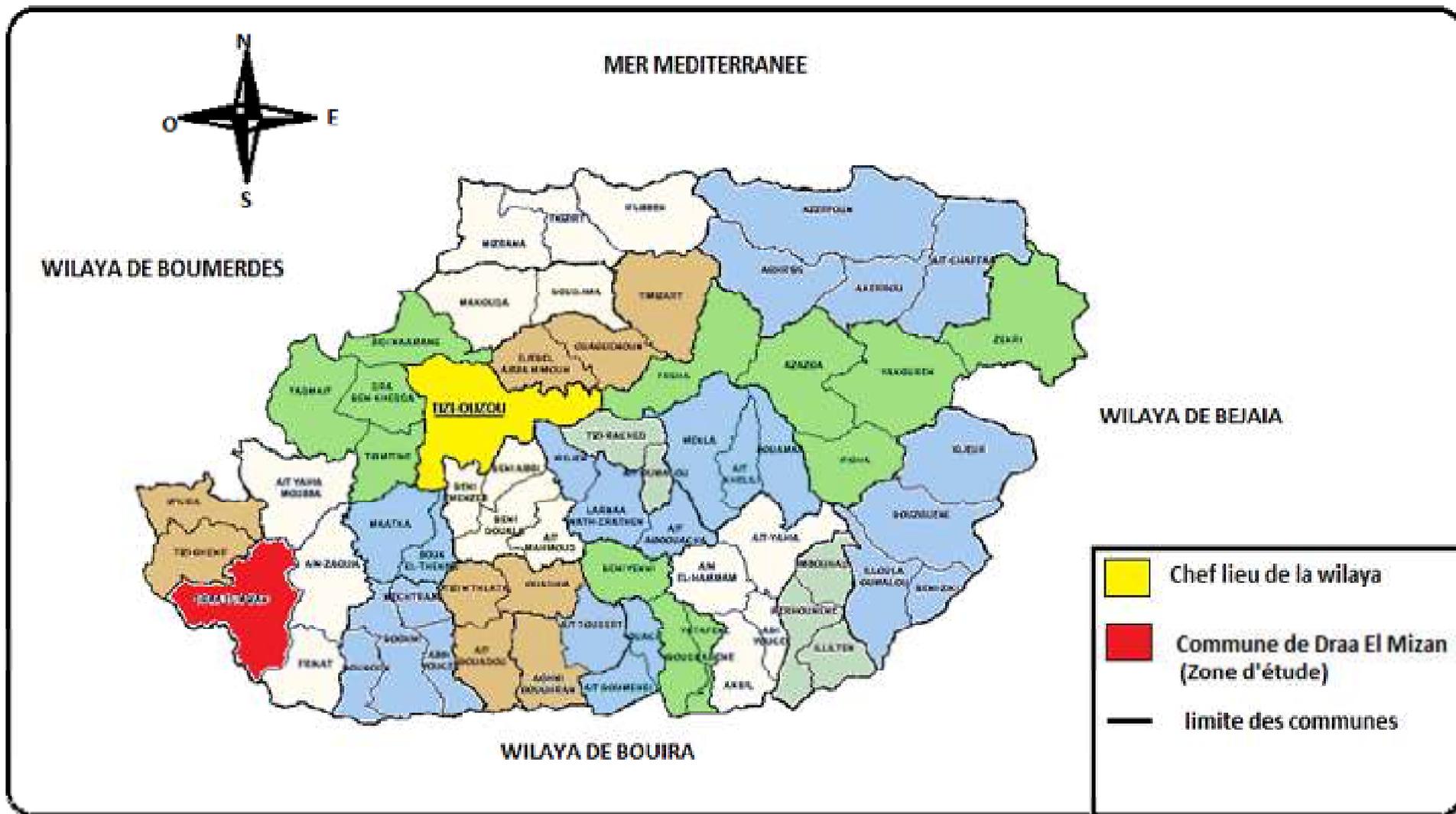
La commune de Draa El Mizan est située dans la partie sud-ouest de la wilaya de Tizi Ouzou entre 03°45' et 04°24' longitude Est et entre 36°27' et 36°38' latitude Nord.

La commune de DRAA EL MIZAN a une superficie de 80,84 Km², elle est délimitée :

- Au Nord par la commune de Ait Yahia Moussa dite Oued Ksari et M'kira.
- A l'Est par la commune de Ain Zaouia.
- Au Sud-Est par la commune de Frikat.
- Au Sud et au Sud-Ouest par la wilaya de BOUIRA.
- A l'Ouest par la commune de Tizi Ghennif et M'kira.

La ville de DEM est située dans la partie sud de la commune, elle se trouve à 100Km au Sud-Est de la capitale (Alger) et à 40Km du chef-lieu de la wilaya à savoir au Sud-Ouest de Tizi Ouzou.

La ville est le chef-lieu de la daïra, elle est traversée par la route nationale RN°25 reliant AOMAR à la ville de DELLYS via DRAA BEN KHEDDA et reliée aussi par la route nationale RN°30 en direction Est au chef-lieu de la wilaya via BOUGHN



Situation géographique de la zone d'étude

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

IV.2. Situation topographique

Le relief de la commune de DEM est accidenté, montagneux et semi-montagneux et il est très accessible à l'activité agricole et à l'économie forestière, en tant que vocations essentielles.

L'altitude varie de 220m au niveau de la dépression et 1200m sur les hauteurs de la zone Sud-Est.

La zone centrale de la commune correspond à la vallée dont l'altitude varie entre 220m et 350m.

- Au Nord, les collines atteignent les 540m et au Sud les 1200m.
- Au Sud-est, s'élèvent les versants enneigés du DJURDJURA.

Les pentes de la région ne sont pas très rudes, la morphologie est plus au moins douce, où les pentes varient de 2% à 8%.

IV.3. Situation géologique et géotechnique

La structure des massifs kabyles est marquée par des plis modérés, d'orientation variable suivant les régions d'âge tertiaire. L'aquitaniens transgressif repose dans la plus part des cas sur des termes élevés des phyllades anciennes, ce qui la relative stabilité tectonique du socle kabyle depuis un temps très ancien.

Les cristallophyllien, aquitaniens, parfois aussi nappe de flysch ont été affecté une tectonique tardive notable.

Le vaste synclinal de la région de DEM qui englobe AIN ZAOUIA, BOUGHNI, ... est un répliqua datant de l'étage supérieur de tertiaire, il est caractérisé par la présence d'argile schisteuse et de grés connu sous le nom de grés de DEM (PDAU 2008 de DEM).

Généralement, les argiles sont brunes ou verdâtres feuillées intercalées de petits lits de grés, à cela vient s'ajouter parfois des calcaires et des grés intercalées de petites nummulites (PDAU 2008 de DEM).

L'étude visuelle révèle la présence d'un lit d'oued avec des formations alluvionnaires, constituée de sables et de galets.

IV.4. Situation hydrographique

Le territoire communal de DEM est sillonné par un réseau hydrographique (cours d'eau) très dense mais temporaire ; en effet, les crues sont très brutales et terribles et charrient de grandes quantités de déchets solides en hiver, tandis qu'en été, les oueds sont souvent sec et se transforment en petits ruisseaux.

Deux rivières importantes se trouvent dans la partie Est de la commune, il s'agit de Oued HAMAM et Oued BOGHNI.

IV.5. Situation hydraulique

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

IV.5.1. Alimentation en eau potable

La localité de DEM est alimentée par cinq (5) forages situés dans l'oued de Mechtras (Daïra de Boughni), par la chaîne de refoulement intercommunale de Boumahni-Tizi Ghenif. Le débit moyen de ces forages est de 40 l/s en période d'étiage et 80 l/s en période hivernale.

Le chef-lieu est alimenté de manière irrégulière par deux (5) réservoirs dont :

- Un réservoir de 1000m³ situé au-dessus de l'hôpital.
- Un réservoir de 500m³ qui est vieux et se situe dans une école primaire.

La partie Sud située sur les hauteurs de la commune n'est alimentée provisoirement que par des sources et puits aux débits faibles et très insuffisants. Un projet d'alimentation en eau potable de cette zone à partir du barrage Koudiat Acerdoune doit l'alimenter mais il n'est pas mis en service.

La commune a bénéficié d'une alimentation en eau potable à partir du transfert d'eau du barrage de DEM (N°4) avec un débit de 2800 m³/j (en Décembre 2008).

Il est à signaler que les barrages d'Ain Zaouïa, de DEM et les retenues collinaires de la région sont destinées principalement au secteur de l'irrigation.

Dotation

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

IV.5.2. Assainissement

La ville de DRAA EL MIZAN est située sur deux versants, à cet effet, l'assainissement de la ville comporte essentiellement deux (2) grands collecteurs de rejet de diamètre variant de DN300 à DN1200 chacun en réseau unitaire.

A. Collecteur Est

Ce collecteur draine la nouvelle ville colonel OUAMRANE et le versant Est de la ville, son état est bon et fonctionne correctement.

B. Collecteur Ouest

Il démarre à partir de l'abattoir et débouche vers la station d'épuration. Il est à signaler que ce collecteur est doté d'un déversoir d'orage afin de réduire les débits à véhiculer.

Ces deux réseaux se joignent près de la station d'épuration au Nord de la commune dans un déversoir d'orage.

Le taux de branchement actuel est d'environ 85 à 90%. Seuls les nouveaux lotissements et certains équipements publics ne sont pas raccordés et rejettent les eaux usées dans l'oued :

- Lotissement sud.
- Quartier de l'ancien hôpital.
- Le CFPA.
- Lycée technicum.
- Le nouveau CEM.
- L'unité de fabrication de grillage « GRILLAGE DEM ».

Il est à noter que certains rejets se font à ciel ouvert, il s'agit d'une partie du POSN°1 situé à l'ouest de l'ancien tribunal. (Source : direction de l'hydraulique de TIZI OUZOU).

IV.6. Situation climatique

Vu le relief accidenté, montagneux et semi-montagneux, et la proximité de la mer méditerranéenne, la région de DEM a un climat méditerranéen caractérisé par un été chaud et sec et un hiver humide et froid.

IV .6.1. Pluviométrie

Les données pluviométriques qui suivent ont été enregistrées au niveau de la station pluviométrique de DEM dont les coordonnées Lambert sont les suivantes :

- X=461.45.
- Y=338.95.
- Z=1100 m.

Tableau IV.1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluie (1994 à 2007).

Mois		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Pluies	(mm)	43.4	70.4	102.1	128.2	127.5	88.5	71.5	91.3	76	7.7	4.3	11.1	822
	%	5.4	8.6	12.4	15.6	15.5	10.7	8.7	11.1	9.2	0.9	0.5	1.4	100

Source : ANRH de Tizi Ouzou.

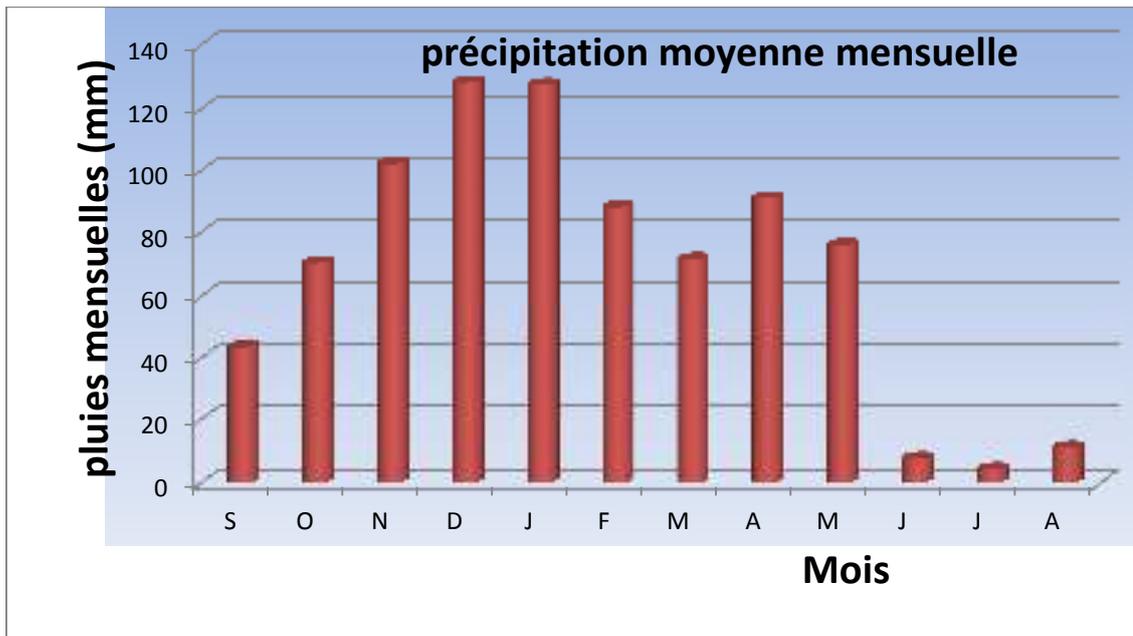


Figure IV.2. Histogramme de répartition de la pluie moyenne mensuelle.

La pluie moyenne calculée sur la base de la série de données observée à DEM est de 822 mm. La période de pluie s'étale dans 8 à 9 mois (à partir de septembre jusqu'au mois de mai) avec de fortes intensités en Décembre, Janvier et février, la précipitation maximale est observée au mois de Décembre ; elle atteint 128.2mm.

Concernant l'enneigement, celui si ne touche que rarement la région.

IV.6.2. Température

Les températures moyennes mensuelles recueillies auprès de l'ONM (office nationale de la météorologie) sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Températures moyennes mensuelles (1996-2009)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T _{air} (°C)	10.3	10.8	13.6	15.8	19.7	24.8	27.8	27.8	24.3	20.4	14.5	11.6

Source: ONM

D'après les données du tableau, la région de DEM est caractérisée par des températures variables. Les mois les plus froids sont : décembre, janvier et février avec une température minimale de 10.3°C.

Les mois les plus chauds sont : juin, juillet et aout avec une température maximale de 27.8°C.

La température moyenne interannuelle sur 14ans est de 18.4°C.

D'après des données très anciennes, une température absolue max de 38°C a été enregistrée en juillet 1972, alors que la température absolue min observée est de 1°C en février 1973.

(Source : POSN°13 DRAA EL MIZAN)

IV.6.3. vent

Les vents dominants soufflent généralement du Nord, Nord-Ouest. Pour le SIROCCO (vent du sud) peut durer de 15 à 30 jours par an. Les vents du Sud sont fréquents durant la saison estivale. Le climat y est tantôt sous la dépendance de l'Europe, tantôt sous celle du Sahara Algérien. La région de DEM est ouverte aux dépressions maritimes et un été sec provoqué par la remontée et le stationnement des hautes pressions tropicales.

Tableau IV.3 : Vent moyen mensuel en (m/s) durant la période (1989 -2010)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
1,1	1,7	2,5	1,9	1,8	2,1	1,9	1,7	1,4	1,8	1,4	0,6	1,7

Source : ONM.

IV.6.4. Humidité relative

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

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

Tableau IV.4 : Humidité mensuelles moyennes en (%) durant la période (1995 -2010)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
73	75	68	66	67	53	47	48	56	66	73	77	64

Source : ONM.

Les valeurs maximales de l'humidité relative sont atteintes en Novembre, Décembre, Janvier et Février et minimales en Juillet et Août. L'humidité moyenne annuelle est de 64%, et évalue régulièrement durant l'année, mais reste au-dessus de 77% pendant tous les mois.

IV.6.5. Ensoleillement

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées au tableau suivant :

Tableau IV.5 : Ensoleillement mensuel moyen en (heures) durant la période (1995-2010)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
157	182	220	245	281	309	344	311	247	220	167	145	2828

Source : ONM.

L'analyse de ce tableau met en valeur l'importance de l'insolation dans cette zone (elle est de 2828 heures /an c'est à dire 7,7 heures/jours).

Conclusion

Le climat de la région étudiée est de type méditerranéen, caractérisé par une température moyenne de 18,4 °C et une pluie moyenne de 822 mm.

IV.7. Situation démographique

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

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

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

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

Avec :

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

Tableau IV.6 : Evaluation du taux d'accroissement de la population de la région d'étude.

Années	1977-1987	1987-1998	1998-2008
Taux d'accroissement (%)	4.36	2.07	0.32

Source : APC de Draa El Mizan.

Remarque

Pour les calculs, on utilisera le taux d'accroissement nationale qui est de 1,6% pour la période entre 1998 et 2008 vu que le taux d'accroissement de notre agglomération est très faible (0,32%)

Tableau IV.7 : Evaluation de la population pour differents horizons (t=1.6%).

Année		2008(recensement)	Court terme 2013	Moyen terme 2028	Long terme 2043
Population	Agglomeration chef lieu	19 788	21 423	27 182	34 489
	Agglomerations secondaires	15 354	16 622	21 091	26 760
	Zones ecartées	3 702	4 007	5 085	6 452
	TOTAL	38 844	42 052	53 358	67 701

La station d'épuration de Draa El Mizan sera destinée à épurer les eaux usées du chef-lieu de la commune, la figure qui suit résume l'évolution de la population du chef-lieu de la commune :

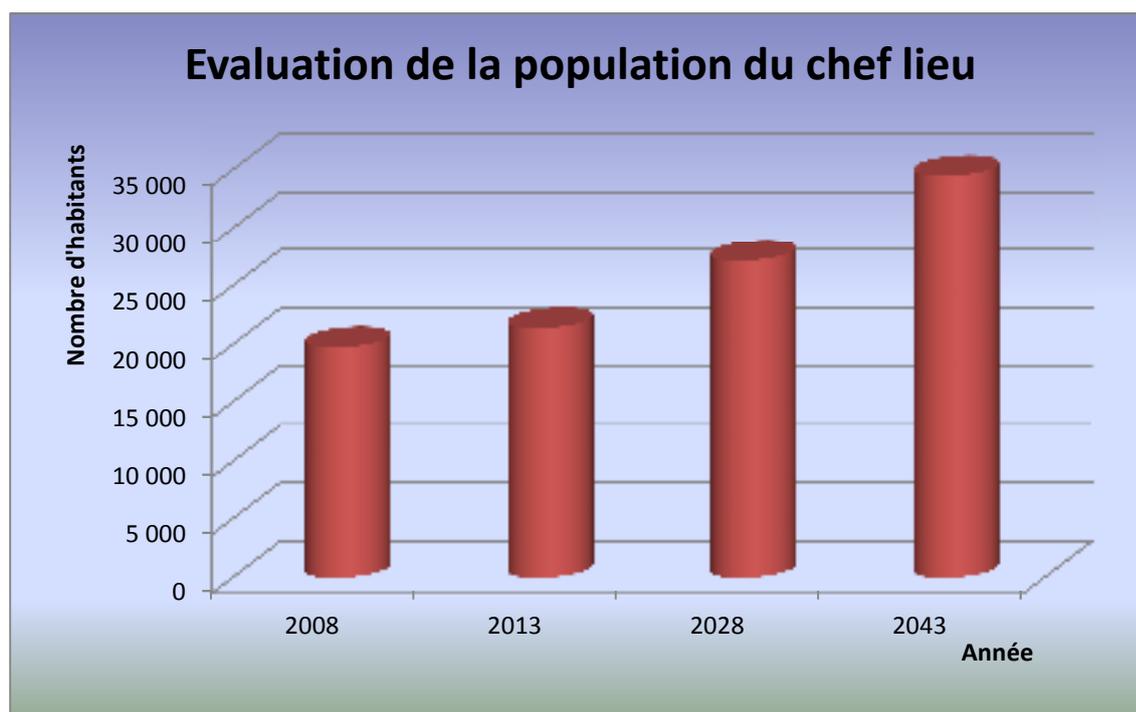


Figure IV.3 : Histogramme de l'évolution de la population du chef-lieu de la commune de Draa El Mizan.

IV.8. Les équipements

L'agglomération chef-lieu de DEM, dispose d'équipements culturels, sportifs, éducatifs, sanitaires, administratifs, religieux, commerciaux et industriels.

Il est important de faire un inventaire des différents équipements et industries présents dans la zone d'étude pour pouvoir évaluer les eaux usées industrielle.

En effet, ces derniers sont un facteur déterminant dans le dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration.

Il conviendrait de préciser que les différents équipements existants dans la zone d'étude sont donnés dans le chapitre ayant pour objet estimation des débits des eaux usées et des charges polluantes.

Tableau IV.8 : Secteur de l'éducation

Ecole primaire			Enseignement moyen			Enseignement secondaire		
Nombre	classes	effectif	Nombre	classes	effectif	Nombre	classes	effectif
19	135	3696	6	94	3534	3	83	3221

- Un centre de formation professionnel avec une capacité de 350 personnes.
- Trois organismes de sécurité : gendarmerie, police et sureté de daïra.
- Quatre secteurs de santé : un hôpital d'une capacité de 250 lits, une polyclinique, une maternité de 30 lits ainsi que cinq salles de soins.

Tableau IV.9 : Secteur jeunesse, sport et culture :

Stade de Football	Aire de jeux	Centre culturel	Maison de jeunes	bibliothèque
1	1	1	2	1

IV.9. Site d'implantation de la station d'épuration

Le site de la station d'épuration de DEM est situé sur la rive droite de la route nationale N°25 à côté d'un talweg principal, il est allongé dans le sens Ouest-Est et présente des pentes variables, faibles du côté Ouest et forte du côté Est.

La superficie de terrain est approximativement de 1.4 ha est suffisante pour l'achèvement et l'extension de la station et des ouvrages annexes.



Figure IV.4 : Vue aérienne du site d'implantation de la station d'épuration de DRAA EL MIZAN.

IV.10. Filière de traitement existante

La station existante est conçue pour une capacité de 20 000 Eq.hab, elle est constituée d'un bassin de décantation qui permet un faible rabattement de MES, DBO_5 et DCO. Elle comporte les équipements suivants :

- Un déversoir d'orage équipé d'un dégrilleur et d'une nacelle.
- Un poste de relevage équipé de deux pompes identiques avec : $Q=83$ l/s et une HMT=12m.
- Un décanteur primaire circulaire de 18m de diamètre et de 2,4m de profondeur.
- Trois lits de séchage. $L=22m$, $l=10m$ et $h=0,4m$.

IV.11. Pollution existantes dans la région d'étude

IV.11.1. Echantillonnage

Les analyses des eaux usées de la ville de DEM ont été confiées à un bureau d'étude. Les prélèvements ont été réalisés les 27, 28, 29, 30 septembre 2010 ainsi que les 01 et 03 octobre 2010 aux heures de pointes de la consommation d'eau à 8h et 16h30 au niveau du déversoir d'orage situé à l'amont de la station d'épuration.



Figure IV.5 : lieu de prélèvement d'échantillon (déversoir d'orage à l'amont de la STEP)

IV.11.2. Paramètres analytique

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

Les méthodes d'examinassions de ces paramètres sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : méthodes d'analyses des principaux paramètres.

Paramètres mesurés	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
PH	PH-mètre
MES	Filtration à 105°C
DCO	Spectrophomètre
DBO ₅	DBO-mètre
PO ₄ (phosphates)	Calorimètre
Huiles et graisses	Extraction par solvant
Calcium Ca ⁺⁺ , magnesium Mg ⁺⁺ , sodium Na ⁺⁺	Analyses volumétriques

IV.11.3. Résultats de l'analyse chimique

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

Tableau IV.11 : analyse des eaux usées.

Paramètres analysés	PH	MES	DBO₅	DCO	Azote total	Phosphore total	Température
Concentration (mg/l)	7,24	1441,5	165	247,33	34,15	4,66	24,62°C
Norme à l'entrée de la STEP (mg/l)	6 à 8	Inférieur à 800	200 à 400	Inférieur à 800	30 à 60	10 à 25	Inférieure à 30°C

Source : SARL INTER Entreprise ZI DESSERTTE N°3 Chetouane TLEMCEN.

Le rapport DCO/ DBO₅ est égal à 1.5, est inférieur à 2. Donc on peut envisager un traitement biologique.

La quantité en MES est supérieure à 800 mg/l, cela est dû aux erreurs de prélèvement, d'hygiène et de dilution de l'eau usée.

L'azote nécessaire pour le développement des bactéries est dans les normes.

IV.11.4. Pollution causée par les équipements

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

Il est à noter que l'estimation de la consommation en eau potable et des rejets industriels diffèrent selon les industries ;

- Pour les industries de transformation, la consommation en eau potable est arrêtée à l'ouvrier ;
- Pour les industries de fabrication, la quantité d'eau rejetée est donnée selon la productivité journalière ainsi que la quantité nécessaire pour produire une unité.

Les données récoltées sur les équipements de la commune de DEM sont données dans le tableau suivant avec quantité rejetées et effectifs.

Tableau IV.12 : débit d'eaux usées rejetés par les équipements.

Type d'équipements	Infrastructures	Unité de mesure	Effectifs	Quantités d'eaux usées rejetées (litre /unité/j	débit moyen m^3/j	débit moyen l/s
Culturels	2. maisons de jeunes	personnes	486	10 l/place/j	4,86	0,056
	1. centre culturel	personnes	90	10 l/place/j	0,9	0,010
	1. stade communale	personnes	200	10 l/personne/j	2,0	0,023
Religieux	2. mosquées	personnes	4000	5 l/fidele/j	20	0,231
Educatifs	17. Ecole primaire	Élève	3696	30l/élève/j	110,9	1,283
	6. CEM	Élève	3534	30 l/élève/j	106.1	1,227
	3. lycée	élèves	3221	30 l/élève/j	96.63	1,118
	1. Centre de formation professionnel	places	350	30 l/place/j	10,5	0,121
	1. bibliothèque	places	60	60 l/place/j	3,6	0,042
Sanitaires	1. Hôpital	Lits	250	300 l/lit/j	75	0,868
	5. salles de soins	Sale	5	1000 l/salle/j	1,5	0,02
	1. Maternité	Lits	30	300 l/lit/j	9	0,104
TOTAL					440,3	5,1

Source : APC de DEM

Remarque

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

Conclusion

L'analyse des paramètres climatiques ont montré que la zone du projet est caractérisée par un climat méditerranéen, avec une température moyenne annuelle de 18,4 °C et une pluviométrie de 822 mm.

La commune de DRAA EL MIZAN occupe une superficie de 80.84 Km² et c'est une zone de transit entre la wilaya de TIZI OUZOU et celle de BOUIRA.

Le réseau d'AEP contient plusieurs réservoirs et stations de pompages, la distribution d'eau potable se fait 24h/24. Le réseau d'assainissement est unitaire, en bon état, et achemine les eaux usées (eaux domestiques et équipements) de notre zone d'étude.

Le développement de ces eaux usées chargées en matières polluantes peut causer un problème de santé publique et altérer les fonctions de ce milieu naturel d'où la nécessité de l'installation d'une station d'épuration.

Il est à signaler que l'agglomération comprend un hôpital de 250 lits. De ce fait la présence des micropolluants dans les eaux usées est fort probable.

En conséquence, comme cité dans l'étude chimique, le traitement des eaux usées rejetées par notre zone d'étude est donc fortement recommandé.

Chapitre V

Dimensionnement de la
STEP.

Introduction

Un dimensionnement adapté d'une station d'épuration est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans d'autres domaines. Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour cela deux horizons de calcul sont choisis 2028 (moyen terme : 15ans) et 2043 (long terme : 30ans).

V.1. Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

L'acheminement de l'eau de l'amont vers l'aval de la station passe par les ouvrages suivants :

- Un déversoir d'orage et un poste de relevage des eaux brutes (chapitre VI)
- Un prétraitement comprenant :
 - Le dégrilleur
 - Le déssableur-déshuileur
- Un traitement primaire ;
- Un traitement biologique comprenant :
 - Le bassin d'aération
 - Le clarificateur
- Un traitement tertiaire comprenant :
 - Le bassin de désinfection
- Traitement des boues comprenant :
 - Epaisseur
 - Stabilisateur aérobie
 - Lit de séchage

V.2. Données de base

Pour le dimensionnement, il faudra calculer les différentes charges hydrauliques (débits) et les charges polluantes (MES et DBO₅).

V.2.1 Estimation des débits

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. La direction de l'hydraulique de la willaya de TIZI OUZOU a opté pour une dotation de 150 l/hab/j pour la ville de DRAA EL MIZAN.

Le nombre d'équivalents habitants est égal au nombre d'habitants de l'agglomération majoré de **20%** pour prendre en considération le nombre d'équivalents habitants des équipements.

On aura : $N_{eq-hab \text{ horizon}} = N_{bre \text{ habitants horizon.1,2}} \dots \dots \dots (V.1)$

Tableau V.1 : Estimation du nombre d'Eq hab de l'agglomération

 Horizon 2028	 Horizon 2043
$N_{eq-hab}=32\ 700$ équivalents habitants	$N_{eq-hab}=41\ 500$ équivalents habitants

Il s'agit de déterminer :

- a- Le débit journalier : « Q_j » (m³/j).
- b- Le débit moyen horaire : « $Q_{moy, j}$ » (m³/h).
- c- Le débit de pointe : « Q_p ».
- d- Le débit diurne « Q_d ».

a- Le débit journalier

Le débit total journalier se calcule comme suit : $Q_{moy, j} = D \cdot N \cdot Cr \dots \dots \dots (V.2)$

Avec :

- D** : Dotation (l/hab/j). (D= 150 l/j/hab)
- N** : Nombre d'équivalents habitant pour l'horizon considéré.
- Cr**: Coefficient de rejet.(Cr= 0,8)

b-débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante : $Q_{moy, h} = Q_{moy, j} / 24 \dots \dots \dots (V.3)$

c- le débit de pointe

c-1)-En temps sec

On le calcule par la relation suivante : $Q_{pt} = K_p \cdot Q_{moy, j} \dots \dots \dots (V.4)$

Avec :

- $K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moy, j}}$ Si $Q_{moy} \geq 2,8$ l/s.
- $K_p = 3$ Si $Q_{moy} < 2,8$ l/s.

c-2)-En temps de pluie

$Q_{pte, p} = (3 \div 5) Q_{pt, s} \dots \dots \dots (V.5)$

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

V.2.2. Evaluation des charges polluantes

Vu l'absence de données sur les charges polluantes de l'agglomération, on utilisera la quantité rejetée de charges par individu.

Sachant que le réseau d'assainissement existant à DEM est un réseau unitaire donc on utilisera les données suivantes :

$$DBO_5=70 \text{ g/hab/j}$$

$$MES=80 \text{ g/hab/j}$$

a) La charge moyenne journalière en DBO_5

$$L_0 = DBO_5 \cdot \text{Neq-hab} \dots\dots\dots (V.7)$$

L_0 : Charge moyenne journalière en DBO_5 .

b) La concentration moyenne journalière en DBO_5

$$C_{DBO_5} = L_0 / Q_{\text{moy}, j} \dots\dots\dots (V.8)$$

C_{DBO_5} : concentration en DBO_5 de l'effluent. (Kg /jr)

c) La charge en MES

$$N_0 = \text{MES} \cdot \text{Neq-hab} \dots\dots\dots (V.9)$$

N_0 : charge moyenne journalière en MES.

d) La concentration moyenne journalière en MES

$$C_{\text{MES}} = N_0 / Q_{\text{moy}, j} \dots\dots\dots (V.10)$$

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

Le tableau V.2 résume les données de base du dimensionnement de notre station d'épuration pour les deux horizons 2028 et 2043.

Tableau V.2 : Estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons d'études.

Paramètres	Unités	HORIZON D'ETUDE	
		2028	2043
<i>Type de réseau</i>	-	Unitaire	Unitaire
<i>Capacité de la station</i>	Eq/hab.	32 700	41 500
<i>Q_{moy, j}</i>	m ³ /j	3924	4980
<i>Q_{moy, h}</i>	m ³ /h	163.5	207.5
<i>K_p</i>	-	1.87	1.83
<i>Q_{pte, s}</i>	m ³ /j	7337.88	9109.88
<i>Q_{st}= Q_{ptp}</i>	l/s	254.8	316.32
<i>Q_d</i>	m ³ /h	245.25	311.25
<i>Dilution</i>	-	3	3
<i>Charge journalière en DBO5(L₀)</i>	Kg/j	2289	2905
<i>Concentration correspondante C_{DBO5}</i>	mg/l	583.88	583.88
<i>Charge journalière en MES(N₀)</i>	Kg/j	2616	3320
<i>Concentration correspondante C_{MES}</i>	mg/l	666.67	666.67

V.2. Le Prétraitement

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

Les principales opérations de prétraitements sont :

- Le dégrillage.
- Le dessablage-déshuilage.

V.2.1. Dégrillage

L'installation du dégrillage est constituée de deux unités parallèles, fonctionnant alternativement et équipées d'une grille automatique.

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

L'installation du dégrillage doit être dimensionnée pour garantir la vitesse minimale de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe de pluie (Q_p).

Pour le calcul de la grille, la méthode la plus utilisée est la méthode de **KRISHMER**.

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

$$L_g = S \cdot \sin \alpha / H_{\max} (1 - \beta) \cdot K \dots \dots \dots (V.11)$$

Avec : L : largeur de la grille (m).

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ($\alpha = 60^\circ$).

H_{\max} : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille $H_{\max} = (0.15 \div 1.5)$ m.

β : Fraction de surface occupée par les barreaux. $\beta = (d/d+e)$

K : coefficient de colmatage de la grille.

$K=0,25$ si le dégrillage est manuel

$K=0,5$ si le dégrillage est automatique.

S : surface de passage de l'effluent ($S = Q_{ptp}/V$).

Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluies.

V : Vitesse d'écoulement (m/s). $V = (0.6 \div 1.4)$ m/s

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

Une vitesse de passage inférieure à 0,6m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

Tableau V.3. : Épaisseur entre les barreaux (e) et largeur des barreaux (d)

	Grille grossière	Grille fines
e(cm)	2	1
d(cm)	5 à 10	0,3 à 1

L'expression de la largeur devien alors : $L_g = Q_{ptp} \cdot \sin \alpha / V \cdot h_{\max} (1 - \beta) \cdot K \dots \dots \dots (V.12)$

E. Largeur de la grille

Tableau V.4 : largeur de la grille

Largeur(m)	🚧 Horizon 2028	🚧 Horizon 2043
a) Grille grossière e=2cm d= 8 cm	$\alpha = 60^\circ$. $Q_{\text{ptp}} = 0.255 \text{ m}^3/\text{s}$ $V = 1 \text{ m/s}$. $H_{\text{max}} = 1 \text{ m}$. $K = 0.5$ (grille automatique). $\beta = 0.2$ $L_g = 0,55 \text{ m}$	$\alpha = 60^\circ$. $Q_{\text{ptp}} = 0.316 \text{ m}^3/\text{s}$ $V = 1 \text{ m/s}$. $H_{\text{max}} = 1 \text{ m}$. $K = 0.5$ $\beta = 0.2$ $L_g = 0,68 \text{ m}$
b) Grille fine e=0,9 cm d= 1 cm	$\beta = 0.53$ $L_g = 0.255 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1 - 0.53) \times 0.5 = 0,94 \text{ m}$. Largeur commerciale : 1m.	$\beta = 0.53$ $L_g = 0,316 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1 - 0.53) \times 0.5 = 1,16 \text{ m}$.

F. Calcul de la longueur de la grille

On a une hauteur d'eau qui passe à travers la grille de 1m

$$\sin(\alpha) = h/B \text{ alors } B = h/\sin(\alpha) = 1/\sin 60$$

$$B = 1.15 \text{ m}$$

G. Calcul des pertes de charge

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

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

$$\Delta H = \beta (d/e)^{4/3} V^2 \sin \alpha / 2g \dots \dots \dots (V.13)$$

avec: ΔH : perte de charge(m).

d : espacement entre les barreaux.

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux :

$$\beta = 2.42 \text{ Pour les barreaux rectangulaires}$$

$$\beta = 1.79 \text{ Pour les barreaux circulaires}$$

Tableau V.5 : Pertes de charges

Pertes de charge(m)	⚡ Horizon 2028	⚡ Horizon 2043
a) Grille grossière $\beta = 1,79$ (barreaux de section circulaire). $d = 8cm, e = 2cm, \alpha = 60^\circ, V = 1m/s$	$\Delta H = 0,5m$	$\Delta H = 0,5m$
b) Grille fine $\beta = 1,79$ (barreaux de section circulaire) $d = 1cm, e = 0,9cm, \alpha = 60^\circ, V = 1m/s$	$\Delta H = 0,09m$	$\Delta H = 0,09m$

H. Calcul des refus des grilles

Le volume des résidus retenus par les grilles est estimé à $(2\div 5)l/hab /an$ pour une grille grossière et $(5\div 10)l/hab/an$ pour une grille fine.

On calculera dans le tableau suivant pour chaque type de grille un volume minimal et un volume maximal de retenue, puis une moyenne de rétention de la grille.

Tableau V.6 : les résultats des refus du dégrillage

Horizon		Grille Grossiere		Grille Fine	
		2028	2043	2028	2043
Largeur (m)		0,55	0,68	0,91	1,16
Refus des grilles	Vmin(m³/j)	0,212	0,227	0,53	0,568
	Vmax(m³/j)	0,53	0,568	1,06	1,137
	Vmoy(m³/j)	0,371	0,3975	0,795	0,8525

Conclusion

Le dégrillage sera donc assuré par deux grilles qui ont des barreaux de forme circulaire, vu que les pertes de charge ne sont pas trop élevées par rapport à celles créées par les barreaux de forme rectangulaire.

Les dimensions des deux dégrilleurs de notre STEP sont :

- Dégrillage primaire on utilise grille grossière : Diamètre de 8cm, L'espace entre barreaux de (2cm) et Une inclinaison de 60°.
- Dégrillage secondaire on utilise grille fine : diamètre 1cm, espacées l'un de l'autre de 0,9 cm et largeur de (1,16 m), la grille est inclinée avec un angle de (60°).

Dans un dégrilleur il est difficile de fixer une fréquence d'enlèvement des déchets car elle dépend de la quantité des résidus recueillis donc il n'y a pas d'élimination de boues (ni organiques ni minérales).

V.2.2. Le dessablage-déshuilage

Le dessablage permet d'éliminer les graviers, sables ou particules minérales grâce à des pièges à sédiments, afin d'éviter le dépôt de ces particules dans les installations et de protéger les unités de traitement contre l'abrasion.

Le déshuilage consiste à récupérer grâce à des racleurs, les graisses domestiques ou industrielles qui se trouvent à la surface des eaux usées naturellement ou par flottation (injection de fines bulles d'air).

V.2.2.1. Le dimensionnement du dessableur-déshuileur

Le bassin (dessableur-déshuileur) est équipé d'un pont racleur sur lequel est suspendue une pompe d'extraction des sables, les huiles sont raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

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

$$V_e/V_s > L/H \dots\dots\dots(V.14)$$

$$S_h = Q_{ptp}/V_c \quad \text{et} \quad V = Q_{ptp} * T_s$$

V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0.2 < V_e < 0.5 \text{ m/s}$)

$V_s = V_c$: Vitesse de sédimentation (vitesse ascensionnelle) avec $10 < V_s < 30 \text{ m/h}$

L : Longueur du bassin. l : largeur du bassin

H : Profondeur du bassin. $H = (1 - 2.5) \text{ m}$

$$L/l = (2 \text{ à } 5)$$

V : volume du bassin.

T_s : Le temps de séjour ; compris entre 3 à 10 minutes au débit de pointe.

Horizon 2028

On prend :

$$Q_{ptp} = 0.2548 \text{ m}^3/\text{s}. \quad Q_{ptp} : \text{le débit de la station.}$$

$$V_e = 0.3 \text{ m/s.}$$

$$V_s = 20 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{h)}$$

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

$$T_s = 10 \text{ minutes}$$

✓ Le volume

$$V = Q_{ptp} * T_s = 0,2548 * 10 * 60 = 45,86 \text{ m}^3$$

$$V = 152,88 \text{ m}^3$$

✓ **La surface horizontale**

On a : $H=1,5\text{m}$.

La surface horizontale Sh sera :

$$Sh=V/H \qquad \qquad \qquad \mathbf{Sh=101,92\text{m}^2}$$

✓ **Largeur**

$$Sh=L*l=30,57 \text{ m} \quad L/l = 2 \quad l=\sqrt{(Sh/2)} = \sqrt{(30,57/2)} \qquad \qquad \mathbf{l = 7,2\text{m}}$$

✓ **La longueur**

$$S= L * l \qquad L=S/l \qquad \qquad \qquad \mathbf{L=14,2\text{m}}$$

✓ **Vérification de l'inégalité**

$$V_e/V_s = 0,3*3600/20 = 54 \quad \text{et} \quad L/H=14,2/1,5=9,5 \qquad \qquad \mathbf{c'est vérifié}$$

✓ **Le volume d'air à insuffler dans le dessableur**

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à $1,5\text{m}^3$ d'air/ m^3 d'eau à traiter.

$$q_{\text{air}} = V_{\text{air}} * Q_{\text{ptp}}$$

V : le volume d'air à injecter (m^3).

Q_{ptp} : débit de la station.

$$\text{Donc: } q_{\text{air}} = 0,2548*1,5=0,382 \text{ m}^3 \text{ d'air/s} \qquad \qquad \mathbf{q_{\text{air}}=1375,92 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$$

 **Horizon 2043(extension)**

Pour cet horizon, on dimensionne le dessableur-déshuileur avec la différence des débits des deux horizons : $\mathbf{Q_{ptp} = Q_{ptp}(2043) - Q_{ptp}(2028)}$

On prend :

$$Q_{\text{ptp}} = 0,316 - 0,2548=0,061 \text{ m}^3/\text{s}. \quad Q_{\text{ptp}} : \text{le débit de la station.}$$

$$V_e = 0,3 \text{ m/s.}$$

$$V_s=20 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{h)}$$

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

$$T_s=10 \text{ minutes}$$

✓ **Le volume**

$$V = Q_{\text{ptp}} * T_s = 0,061*10*60 = 10,98 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V =36,6 \text{ m}^3}$$

✓ **La surface horizontale**

On a : $H=1,5\text{m}$.

La surface horizontale Sh sera :

$$Sh=V/H \qquad \qquad \qquad \mathbf{Sh=24,4 \text{ m}^2}$$

✓ **Largeur**

$$Sh=L*l=30,57 \text{ m} \quad L/l = 2 \quad l=\sqrt{(Sh/2)} = \sqrt{(30,57/2)} \qquad \qquad \mathbf{l = 3,5\text{m}}$$

✓ **La longueur**

$$L / l=2 \quad L=2 *3,5=7m \quad L=7m$$

✓ **Vérification de l'inégalité**

$$Ve/Vs = 0,3*3600/20 =54 \quad \text{et} \quad L/H=7/1,5=4,66 \quad \text{c'est vérifié}$$

✓ **Le volume d'air à insuffler dans le Dessableur**

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

$$q. \text{ air} = V_{\text{air}} * Q \text{ ptp}$$

V : le volume d'air à injecter (m³).

Q ptp : débit de la station.

$$\text{Donc: } q_{\text{air}} = 0.061*1.5=0.092 \text{ m}^3\text{d air/s} \quad \mathbf{q \text{ air}=329.4 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$$

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

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

$$\mathbf{MES=70\% MVS + 30\% MM} \dots\dots\dots(V.15)$$

Le dessableur élimine 70% des matières minérales totales.

 **Horizon 2028**

La charge en MES à l'entrée de dessableur est : $\mathbf{MES = 2616 \text{ Kg/j}}$

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

$$MVS = 2616 \times 0.70 = 1831,2 \text{ Kg/j} \quad \mathbf{MVS=1831,2 \text{ Kg/j}}$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 2616 \times 0.30 = 784.8 \text{ Kg/j} \quad \mathbf{MM =784,8 \text{ Kg/j}}$$

• **Les matières minérales éliminées**

$$MMe = 784,8 \times 0,7 = 549,36 \text{ Kg/j} \quad \mathbf{MMe= 549,36 \text{ Kg/j}}$$

Donc :

Les matières minérales à la sortie de dessableur

$$MMs = MMt - MMe$$

$$MMs = 784.8 - 549,36 = 235.44 \text{ kg/j} \quad \mathbf{MMs=235,44kg/j}$$

Donc :

• **Les MES à la sortie de dessableur**

$$MESs = MVS + MMs$$

$$MESs = 1831,2 + 235.44 = 2066,64 \text{ kg/j} \quad \mathbf{MESs=2066,64 \text{ kg/j}}$$

Horizon 2043(extension)

Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que : **MES = MES (2043) - MES(2028)**

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

$$\text{MES} = 3320 - 2616 = 704 \text{ Kg/j}$$

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

$$\text{MVS} = 704 \times 0.70 = 492,8 \text{ Kg/j} \quad \text{MVS} = \mathbf{492,8 \text{ Kg/j}}$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$\text{MM} = 704 \times 0.30 = 211,2 \text{ Kg/j} \quad \text{MM} = \mathbf{211,2 \text{ Kg/j}}$$

- **Les matières minérales éliminées**

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

$$\text{MMe} = 211,2 \times 0,7 = 147,84 \text{ Kg/j} \quad \text{MMe} = \mathbf{147,84 \text{ Kg/j}}$$

Donc :

Les matières minérales à la sortie de déssableur

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

$$\text{MMs} = 211,2 - 147,84 = 63,36 \text{ kg/j} \quad \text{MMs} = \mathbf{63,36 \text{ kg/j}}$$

Donc :

- **Les MES à la sortie de déssableur**

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

$$\text{MESs} = 492,8 + 63,36 = 556,16 \text{ kg/j} \quad \text{MESs} = \mathbf{556,16 \text{ kg/j}}$$

Remarque

La quantité de sable extraite du déssableur est d'environ 4 à 8 l/an/Eq.

Horizon 2028

$$\text{On a } N = 32\,700 \text{ eqh et } q_s = 6 \text{ l/an/hab d'où } Q_s = 6 * 32\,700 \quad Q_s = \mathbf{196,2 \text{ m}^3/\text{an}}$$

Horizon 2043

$$\text{On a } N = 41\,500 \text{ eqh et } q_s = 6 \text{ l/an/hab d'où } Q_s = 6 * 41\,500 \quad Q_s = \mathbf{249 \text{ m}^3/\text{an}}$$

$$\text{La quantité extraite de l'extension est} \quad Q_s = \mathbf{52,8 \text{ m}^3/\text{an}}$$

Conclusion

Le déssablage sera assuré par un bassin rectangulaire avec les dimensions résumées dans le tableau suivant. On notera aussi que la quantité de MES après déssablage est :

$$\text{Horizon 2028: MESs} = 2066,64 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Horizon 2043: MESs} = 2622,8 \text{ Kg/j (extension : } 556,16 \text{ Kg/j)}$$

Tableau V.7 : Récapitulatif du dimensionnement du dessableur-deshuileur

	Unité	2028	2043 (extension)
Débit de la station en temps de pluie	l/s	254,8	61,2
Longueur	m	14,2	7
Largeur	m	7,2	3,5
Hauteur	m	1,5	1,5
Temps de séjour	min	10	10
Quantité d'air à insuffler	m ³ /h	1375,92	329,4
Quantité de sable extrait	m ³ /a	196,2	52,8
MES à l'entrée du Dessableur	Kg/j	2616	704
MM éliminée dans le Dessableur	Kg/j	549,36	147,84
MES à la sortie du Dessableur	Kg/j	2066,64	556,16

V.3. Le traitement primaire

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

Ces matières correspondent aux états suivants :

a- décantation libre ou grenu

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

b- décantation diffuse ou coalescent

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

V.3.1. Choix du décanteur primaire

On opte pour un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire :

- leurs constructions est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures, ainsi que pour les parties mobiles immergées ne sont pas sujet à l'abrasion.
- il existe un décanteur de cette forme dans la station existante (D=18m).

V.3.2. Calcul du décanteur primaire

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution. Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures (Jaques Bernard). [27]

La vitesse limitée est donnée par la relation :

$$V_{lim} = Q_p / S_h \text{ (m/h)} \dots\dots\dots(V.16)$$

Où : **Q_p**: débit de pointe par temps sec.

S_h: surface horizontale du décanteur.

La vitesse limitée est donnée en fonction du rapport **K= Q_p/ Q_{moy}** dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vitesse limite en fonction de K. [28]

K=Q _{pte} /Q _{moy}	2.5	3	5	8	10
V _{limite} (m/h)	2	2.5	3.75	5	6

Avec : Q_{pte} : débit de pointe par temps sec (m³/h)

Q_{moy} : débit moyen horaire (m³/h)

Horizon 2028

Le temps de séjours doit être limité pour des raisons biologiques et économiques, on prendra Ts = 1,5 h. le débit de dimensionnement est le débit de pointe par temps sec.

✓ **Volume du décanteur**

Le volume du décanteur primaire est donné par la relation : $V = Q_{pts} \cdot T_s$

$$Q_{pts} = 0,0849 \text{ m}^3/\text{s} \text{ d'où } V = 0,0849 * 1,5 * 3600 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V=458,46 \text{ m}^3}$$

✓ **La surface horizontale du décanteur**

On prendra V_{lim}=2 m/h puisque le rapport K est égal à 1.87, inférieur à 2,5

$$S_h = Q_p / V_{lim} = 0,0849 * 3600 / 2 = 152,82 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad \mathbf{S_h=152,82 \text{ m}^2}$$

✓ **La hauteur du décanteur**

$$H = V / S_h = 458,46 / 152,82 \qquad \qquad \qquad \mathbf{H=3 \text{ m}}$$

✓ **Le diamètre du décanteur**

$$D = \sqrt{(4 * S / \pi)} = \sqrt{(4 * 152,82 / 3,14)} \qquad \qquad \qquad \mathbf{D=14 \text{ m}}$$

✓ **Détermination du temps du séjour**

- pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{\text{moy}} = 458,46 \cdot 1000 / 45,42 = 2 \text{ h } 48 \text{ min.}$$

- pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_p = 458,46 \cdot 1000 / 82,935 = 1 \text{ h } 32 \text{ min}$$

🚧 Horizon 2043 (extension)

Pour cet horizon, on dimensionne le dessableur-déshuileur avec la différence des débits des deux horizons : $Q_{\text{pts}} = Q_{\text{pts}}(2043) - Q_{\text{pts}}(2028)$

$$Q_{\text{pts}} = 105,44 - 84,935 = 20,505 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{pts}} = 20,505 \text{ l/s}$$

✓ Volume du décanteur

$$T_s = 1,5 \text{ h}$$

Le volume du décanteur primaire est donné par la relation : $V = Q_p \cdot T_s$

$$Q_p = 0,0205 \text{ m}^3/\text{s} \text{ d'où } V = 0,0205 \cdot 1,5 \cdot 3600$$

$$V = 110,727 \text{ m}^3$$

✓ La surface horizontale du décanteur

On prendra $V_{\text{lim}} = 2 \text{ m}^3/\text{h}$ puisque le rapport K est égal à 1.83, inférieur à 2,5

$$S_h = Q_p / V_{\text{lim}} = 0,0205 \cdot 3600 / 2 = 36,91 \text{ m}^2$$

$$S_h = 36,91 \text{ m}^2$$

✓ La hauteur du décanteur

$$H = V / S_h = 110,727 / 36,91$$

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

✓ Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{(4 \cdot S / \pi)} = \sqrt{(4 \cdot 36,91 / 3,14)}$$

$$D = 6,9 \text{ m}$$

✓ Détermination du temps du séjour

- pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{\text{moy}} = 110,727 \cdot 1000 / 12,22 = 2 \text{ h } 31 \text{ min.}$$

- pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_p = 110,727 \cdot 1000 / 20,505 = 1 \text{ h } 30 \text{ min}$$

V.3.3. Calcul de la quantité de boues éliminées

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de : 35% de DBO_5 et 60% de MES

🚧 Horizon 2028

- Charge à l'entrée du décanteur

$$\text{MES} = 2066,64 \text{ Kg/j}$$

$$\text{DBO}_5 = 2289 \text{ kg/j}$$

- Les charges éliminées par la décantation primaire

$$\text{DBO}_{5e} = 0,35 \cdot \text{DBO}_5 = 0,35 \cdot 2289 = 801,15 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES = 0,6 \cdot 2066,64 = 1240 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,3 \cdot MES_e = 0,3 \cdot 1240 = 372 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 1240 = 868 \text{ Kg/j}$$

- **Les charges à la sortie du décanteur primaire**

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 2289 - 801,15 = 1487,85 \text{ Kg/j}$$

$$MES_s = MES - MES_e = 2066,64 - 1240 = 826,64 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 826,64 = 248 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 826,64 = 578,64 \text{ Kg/j}$$

Horizon 2043

- **Charge à l'entrée du décanteur**

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

$$DBO_5 = DBO_5(2043) - DBO_5(2028) = 2905 - 2289 \quad DBO_5 = 616 \text{ Kg/j}$$

$$MES = MES(2043) - MES(2028) = 2622,8 - 2066,64 \quad MES = 556,16 \text{ Kg/j}$$

- **Les charges éliminées par la décantation primaire**

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 616 = 215,6 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 556,16 = 333,7 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,3 \cdot MES_e = 0,3 \cdot 333,7 = 100,11 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 333,7 = 233,6 \text{ Kg/j}$$

- **Les charges à la sortie du décanteur primaire**

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 616 - 215,6 = 400,4 \text{ Kg/j}$$

$$MES_s = MES - MES_e = 556,16 - 333,7 = 222,46 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 222,46 = 66,738 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 222,46 = 155,722 \text{ Kg/j}$$

Conclusion

Le traitement primaire sera assuré par un décanteur circulaire avec les dimensions résumées dans le tableau suivant. On notera aussi que la quantité de boues après décantation est :

Horizon 2028: $MES_s = 826,64 \text{ Kg/j}$

$$DBO_{5s} = 1487,85 \text{ Kg/j}$$

Horizon 2043: $MES_s = 1049,1 \text{ Kg/j}$ (extension : $222,46 \text{ Kg/j}$)

$$DBO_{5s} = 1888,25 \text{ Kg/j}$$
 (extension : $400,4 \text{ Kg/j}$)

Tableau V.9 : Récapitulatif du dimensionnement du décanteur primaire.

	unité	Horizon2028	Horizon2043
Volume	m ³	458,46	110,727
Surface horizontale	m ²	152,82	36,91
Hauteur	m	3	3
Diamètre	m	14	6,9
Temps de séjour (Qp)	h	1,5	1,5

Remarque

Pratiquement, vu l'existence d'un décanteur primaire de 18m de diamètre et de 2,4m de hauteur qui est en bon état (chapitre 1), il ne sera pas nécessaire d'en construire un autre même pour l'horizon 2043 car :

$$Q_{pte} (2043) = 105,44 \text{ l/s et } V_{\text{DECANTEUR existant}} = 2,4 * 3,14 * 18^2 / 4 = 610,416 \text{ m}^3$$

$$\text{Le temps de séjour sera : } T = V / Q_{pte} = 610,416 / 0,10544 * 3600 \quad \mathbf{T=1,6h}$$

Donc avec ce volume, on peut assurer le temps de séjour nécessaire pour une bonne décantation primaire des particules.

V.4. Les traitements secondaires

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

- _ Les bassins d'aération ;
- _ Les décanteurs secondaires (clarificateur).

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

V.4.1. Etude de la variante à moyenne charge

V.4.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération

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

- La charge massique (Cm) $0,2 < Cm < 0,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg.MVS.j}$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante : $Cm = 0,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS j}$

- La charge volumique (Cv) $0,6 < Cv < 1,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 / \text{j}$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante : $Cv = 1,2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 / \text{j}$

Cv permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme **carré** de côté L. Tel que $S_h = L^2$

🚧 Pour l'horizon 2028

➤ Le volume du bassin

$$V_a = L_0 / C_v$$

✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j) $C_v = 1.2$ Kg DBO₅/ m³/j

✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO₅/j).

$$L_0 = 1487,85 \text{ kg/j}$$

Donc : $V = L_0 / C_v = 1487,85 / 1,2 = 3903.1 \text{ m}^3$

$$V = 1239,88 \text{ m}^3$$

➤ La hauteur du bassin

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

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

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

➤ Surface horizontale du bassin

$$S_h = V / H = 1239,88 / 3 = 413,3 \text{ m}^2$$

$$S_h = 413,3 \text{ m}^2$$

➤ Calcul des dimensions du bassin (carré)

$$L = \sqrt{S_h} = \sqrt{413,3} = 20,33 \text{ m}$$

$$L = 20,5 \text{ m}$$

➤ La masse de boues dans le bassin

$$X_a = \frac{L_0}{c_m} = \frac{1487,85}{0,5} = 2975,57 \text{ kg}$$

$$X_a = 2975,57 \text{ kg}$$

➤ Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = X_a / V = 2975,57 / 1239,88 = 2.4 \text{ kg/m}^3$$

$$[X_a] = 2.4 \text{ kg/m}^3$$

V : Volume du bassin d'aération.

➤ Calcul du temps de séjour

1. Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{1239,88}{163,5} = 7,58 \text{ h}$$

$$T_s = 7,58 \text{ h}$$

2. Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{pts}}} = \frac{1239,88}{305,766} = 4,05 \text{ h}$$

$$T_s = 4,05 \text{ h}$$

3- Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{ptp}}} = \frac{1239,88}{917,28} = 1,35 \text{ h}$$

$$T_s = 1,35 \text{ h}$$

➤ Concentration de l'effluent en DBO5

$$S_o = L_0 / Q_{\text{moy.j}} = 1487,85 / 3924 = 379.17 \text{ mg/l}$$

$$S_o = 379,17 \text{ mg/l}$$

➤ La charge polluante à la sortie du décanteur secondaire ($S_f = 30$ mg/l)

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

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 3924 = 117,72 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \mathbf{L_f=117,72 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}}$$

➤ **La charge polluante en DBO₅ éliminée (Le)**

$$L_e = L_o - L_f = 1487,85 - 117,72 = 1370,13 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \mathbf{L_e=1370,13 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}}$$

➤ **Le rendement de l'épuration**

$$\eta_{\text{ep}} = (L_o - L_f) / L_o = (1370,13 / 1487,85) \cdot 100 = 92,08\% \quad \mathbf{\eta_{\text{ep}}= 92,08 \%}$$

➤ **Besoins théoriques en oxygène**

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

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

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

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \text{ (Kg/j)} \dots\dots\dots(V.17)$$

- ✓ Le : DBO₅ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✓ X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✓ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.
- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène

Tableau V.10 : valeurs de a_m, b, a', et b' en fonction du procédé d'épuration par boue activée. [1]

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

➤ **La quantité d'oxygène journalière**

On prendra : a'=0,6 et b'=0,08

$$q_{o_2} = 0,6 \cdot 1370,13 + 0,08 \cdot 2,4 \cdot 1239,88 = 1060,13 \text{ Kg O}_2/\text{j} \quad \mathbf{q_{o_2}=1060,13 \text{ Kg O}_2/\text{j}}$$

➤ **La quantité d'oxygène horaire**

$$q_{o_2/24} = 1060,13 / 24 = \mathbf{44,17 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

➤ **La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin**

$$q_{o_2/m^3} = q_{o_2} / v = 1060,13 / 1239,88 = \mathbf{0,855 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}}$$

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

$$q_{o2pte} = (a'Le/ Td) + (b'.Xa./24)$$

Td : période diurne en heures Td= 16h.

$$q_{o2pte} = (0,6. 1370,13 /16) + (0,08. 2,4. 1239,88 /24) = \mathbf{61,3 \text{ Kg } O_2/h.}$$

➤ **Besoin réel en pointe en oxygène**

En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gênée par la présence dans les eaux usées des matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif. Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients Correcteurs.

$$q_{o_2 \text{ réel}} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \dots\dots\dots(V.18)$$

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

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8$$

β : Tel que : $0,8 \leq \beta \leq 0,95$ [8]

On prend : $\beta=0,85$

$$q_{o2 \text{ réel}} = \frac{61,3}{0,8 \cdot 0,85} = 65,13 \text{ Kg } O_2/h$$

En moyenne : $q_{o2 \text{ réel jour}} = \frac{1060,13}{0,8 \cdot 0,85} = 1559 \text{ Kg } O_2/j$

➤ **Choix du système d'aération**

La différence entre les systèmes d'aération résulte essentiellement du mode d'introduction d'air :

1. Aération par insufflation d'air (air comprimé), ou l'insufflation d'air dans l'eau se fait à différentes profondeurs de bassin ; l'insufflation est réalisée au moyen de compresseurs.
2. Aération de surface : en utilisé des aérateurs créant une zone de turbulence, à la surface de l'eau, l'air est injecte au niveau de la zone de turbulence.

Le choix du système d'aération est porté sur l'aération de surface vu que c'est le système le plus utilisé et qu'il présente quelques avantages tels que :

- la simplicité de l'installation et d'utilisation.
- leur rendement énergétique.
- leur possibilité de brassage.

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

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

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 $kg O_2 / kWh$.

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots(V.19)$$

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

On prend : $E_a = 1.5 kgO_2/ kWh$ [4]

Donc : $E_n = \frac{65,13}{1,5} = 43,42 kw$ **$E_n = 43,42 Kw$**

- Puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = S_h * Pa \dots\dots\dots(V.20)$$

- ✓ Pa : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbée (Pa) pour les aérateurs de surface est $Pa=80w/m^2$

- ✓ Sh : surface horizontale du bassin.

Donc : $E_b = Sh * Pa = 413,3 * 80 = 33.064 kw$.

- Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$Na = E_n / E_b \dots\dots\dots(V.21)$$

$Na = 43,42 / 33,06 = 1.31$

On prend trois aérateurs (**$Na=2$**).

- Bilan de boues

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

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

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots\dots\dots(V.22)$$

Avec :

- ✓ X_{min} : Boues minérales. (30 % de MES)
- ✓ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.
- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées / g DBO_5 éliminées).
- ✓ L_e : Quantité de DBO_5 à éliminer (Kg/j).

- ✓ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.
- ✓ X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- ✓ X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l).

On prend : $a_m=0,6$ et $b=0,07$

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **826,64 Kg/j**

$$X_{min} = 0,30 * 826,64 = 206,66 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0,3 \text{ MVS}$$

$$X_{dur} = 0,3 (0,75 * 826,64) = 186 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,6 * 1370,13 = 822,08 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0,07 * 2,4 * 1239,88 = 208,3 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,03 * 3924 * 0,75 = 88,3 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Alors : } \Delta X = 206,66 + 186 + 822,08 - 208,3 - 88,3 = 918,14 \text{ Kg/j} \quad \Delta X = \mathbf{918,14 \text{ Kg/j}}$$

☞ Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (V.23)$$

- ✓ X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).
- ✓ I_m : L'indice de Mohlman.

I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : 100-500.

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

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

D'où : $X_m = \frac{1200}{125} \dots\dots\dots (V.24) \quad X_m = \mathbf{9,6 \text{ Kg/m}^3}$

☞ Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par :

$$Q_{b.exc} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{918,14}{9,6} = 95,64 \text{ m}^3/\text{j} \quad Q_{b.exc} = \mathbf{95,64 \text{ m}^3/\text{j}}$$

☞ Le débit spécifique par m³ de bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots (V.25)$$

V : volume de bassin

Donc : $q_{sp} = \frac{918,14}{1239,88} = 0,74 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$

$q_{sp} = 0,74 \text{ Kg / m}^3/\text{j}$.

☞ **Les boues recyclées**

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin d'aération, une optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne et d'éviter l'accumulation des boues dans le clarificateur, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aération. En effet, si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

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

☞ **Le taux de recyclage**

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

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots(V.26)$$

- R : taux de recyclage(%)

- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = **$2,4 \text{ Kg/m}^3$**

$R = \frac{100 \cdot 2,4}{\frac{1200}{125} - 2,4} = 33,33 \Rightarrow$ **$R = 33,33\%$**

☞ **Le débit des boues recyclées**

Donc : $Q_r = R \cdot Q_{moy} \dots\dots\dots(V.27)$

$Q_r = 0,33 \cdot 3924 = 1308 \text{ m}^3/\text{j} \Rightarrow$ **$Q_r = 1308 \text{ m}^3/\text{j}$**

Remarque

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration.

☞ **Age des boues**

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

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots(V.28)$$

$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{1239,88 \cdot 2,4}{918,14} = 3,24 \text{ jours}$ **$A_b = 3,24 \text{ jours}$**

V.4.1.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

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

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

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

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

Données de base

- ✓ Le temps de séjour : $T_s = (1,5 \div 2)$ heure .On prend $T_s = 1,5h$.
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp}=254,8$ l/s

a- Le volume du clarificateur

$$V = Q_p \cdot t_s = 0,2548 \cdot 3600 \cdot 1,5 = 1375,92 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad V=1375,92 \text{ m}^3$$

b- Hauteur du clarificateur

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

On prend : $H=3m$

c- La surface horizontale du décanteur

$$S_h = V/H = 1375,92 / 3 = 458,64 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad S_h=458,64 \text{ m}^2$$

d- Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1375,92}{\pi \cdot 3}} = 24,17 \text{ m} \qquad \qquad \qquad D=24,2 \text{ m}$$

e- Le temps de séjour

$$T_s = v / Q$$

- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} = 1375,92 / 163,5 = 8,41 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} = 1375,92 / 3600 * 0,0849 = \mathbf{4,5 \text{ h}}$$

- Pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp} = 1375,92 / 0,2548 * 3600 = \mathbf{1,5 \text{ h}}$$

🚧 Pour l'horizon 2043 (extension)

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2043)} - Q_{ptp(2028)}$$

$$\text{Donc : } Q_{ptp} = 0,316 - 0,2548 = \mathbf{0,0615 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Avec : Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

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

$$\text{DBO}_5 = \text{DBO}_5(2043) - \text{DBO}_5(2028) = 1888,25 - 1487,85 = \mathbf{400,4 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MES} = \text{MES}(2043) - \text{MES}(2028) = 1049,1 - 826,64 = \mathbf{222,46 \text{ Kg/j}}$$

Les résultats de dimensionnement du bassin d'aération pour les deux horizons sont représentés sur le tableau V.11

Tableau V.11 : Résultats de calcul du bassin d'aérateur et du clarificateur pour l'horizon 2028 et pour l'horizon 2043.

Désignations	Unité	2028	2040(extension)
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	3924	1056
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	163,5	44
Débit de pointe en temps sec Q_{pts}	m^3/s	0,0849	0,0615
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1487,85	400,4
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	357,17	379,17
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	117,72	31,68
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	1370,13	368,72
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	92,08	92,08
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	1239,88	333,67
nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	3	3
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	413,3	111,22
Le coté du bassin L	m	20,5	10,6
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	2975,57	800,8
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	2,4	2,4
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	- h	- 7,58	- 7,6
- débit de pointe par temps sec	- h	- 4,05	- 4,52
- débit de la station	- h	- 1,35	- 1,5

Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	1060,13	285
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	44,17	11,8
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ .j	0,855	0.855
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	61,3	16,5
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	65,13	24,26
puissance de l'aération nécessaire	Kw	43,42	16,17
puissance de brassage	Kw	33,06	8,89
nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	2
Bilan de boues			
la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	918,14	247,08
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,6	9,6
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	95,64	25,74
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,74	0.74
Le taux de boues recyclées R	%	33,33	33.33
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	1308	348,48
Age des boues A_b	j	3,24	3.24
Caractéristiques du clarificateur			
forme	-	Circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	458,64	110,7
Diamètre	m	24,2	11,9
Volume	m ³	1375,92	332,1
Hauteur	m	3	3
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	- h	- 8,41	- 7.58
- débit de pointe par temps sec	- h	- 4,5	- 4.52
- débit de la station	- h	- 1,5	- 1.5

IV.4.2. Etude de la variante à faible charge

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

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

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

Malgré qu'il n'y ait pas de rejets industriels, nous allons projeter une station par un déshuileur car les rejets domestiques, et publics renferment des graisses et des huiles.

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

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

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

On prendra : **$C_m = 0,15$ Kg DBO₅/Kg MVS j**

Charge volumique $0,3 < C_v < 0,6$ Kg DBO₅/ m³j

On prendra : **$C_v = 0,45$ Kg DBO₅/m³ j**

Les coefficients : **$a_m=0,65$** , **$b=0,05$** pour les besoins en oxygène **$a'=0.65$** , **$b'=0.065$** pour le calcul du bilan des boues.

Tableau V.12 : Résultats de calcul du bassin d'aérateur pour l'horizon2028 et pour l'horizon2043.

Désignations	Unité	2028	2040(extension)
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m ³ /j	3924	1056
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m ³ /h	163,5	44
Débit de pointe en temps sec Q_{pts}	m ³ /s	0,0849	0,0615
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	2289	556,16
Concentration de l'effluent en DBO ₅ S_o	mg/l	583,33	583,33
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO ₅ /j	117,72	31.68
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO ₅ /j	2171,28	584,32
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	94,85	94,85
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m ³	5086,67	1368,9
nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	3	3
Surface horizontale du bassin S_h	m ²	1695,55	456,3
Le coté du bassin L	m	41,18	21,36
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	15260	4106,67
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m ³	3	3
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	- h	- 31,11	- 31,11
- débit de pointe par temps sec	- h	- 16,63	- 18,54
- débit de la station	- h	- 5,54	- 6,18

Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	2523,57	679,13
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	105,15	28,3
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ .j	0,496	0,496
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	91,58	35,6
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	134,67	52,35
puissance de l'aération nécessaire	Kw	89,78	34,9
puissance de brassage	Kw	135,64	36,5
nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	1
Bilan de boues			
la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	1127,93	303,55
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,6	9,6
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	117,5	31,62
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,23	0,22
Le taux de boues recyclées R	%	45,45	45,45
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	1783,64	479,95
Age des boues A_b	j	13,53	10,43

Conclusion

En faisant une comparaison entre les deux variantes en ce qui concerne les traitements secondaires (biologique), on remarque que pour la variante à faible charge, les ouvrages de traitement, plus précisément le bassin d'aération sont nettement plus importants que ceux de la variante à moyenne charge, et même si on peut supprimer le décanteur primaire cela reviendra plus cher de construire une station avec fonctionnement à faible charge que d'édifier une à moyenne charge.

De plus, la quantité de boues extraites est nettement supérieure pour la variante à faible charge, ce qui implique qu'il faut un grand dispositif de traitement de ces dernières.

On choisit alors de construire une station avec fonctionnement à moyenne charge vu qu'on a un bon rendement épuratoire (92,08%) et que le cout de construction et d'exploitation sera nettement plus inférieur que pour le cas de faible charge.

V.5. Le traitement tertiaire : la désinfection

Les traitements primaires et secondaires ne détruisent pas complètement les germes pathogènes, les bactéries et les virus présents dans les rejets domestiques. Pour éliminer ces derniers, on procédera à la désinfection.

La désinfection peut se pratiquer au chlore(NaClO) ou à l'ozone.

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

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

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

Dose du chlore à injecter

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

✚ Horizon 2028

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

- **La dose journalière**

$$D_j = Q_{\text{moy}} \cdot j \cdot (Cl_2) = 3924 \cdot 0,01 = 39,24 \text{ Kg/j}$$

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

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

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

20° de chlorométrie → X

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

- **La quantité d'hypochlorite nécessaire**

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

$$Q_j \rightarrow 39,24$$

$$Q_j = 39,24 / 63,4 = 0,62 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j$$

- **La quantité annuelle d'hypochlorite**

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 226 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

- **Dimensionnement du bassin de désinfection**

$$Q_{pte} = 305,76 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

✓ **Le volume du bassin** : $V = Q_{pte} \cdot T_s = 305,76 \cdot 30/60 = 152,9 \text{ m}^3$

✓ **La hauteur du bassin** : On fixe : **H = 3m**

✓ **La surface horizontale** : $Sh = V/H = 50,96 \text{ m}^2$. On prend : **Sh = 51 m²**

✓ **La largeur et la longueur**

On prend : $L = 2 \cdot l$ donc $l = \sqrt{(Sh/2)} = 5\text{m}$. On prend : **l = 5 m**

Alors : $L = Sh/l \Rightarrow L = 10,2 \text{ m}$

Horizon 2043 (extension)

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

- **La dose journalière**

$$D_j = Q_{moy} \cdot j \cdot (Cl_2) = 1056 \cdot 0,01 = 10,56 \text{ Kg/j}$$

- **La quantité d'hypochlorite nécessaire**

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 63,4 \text{ Kg de } Cl_2$$

$$Q_j \rightarrow 10,56$$

$$Q_j = 10,56 / 63,4 = 0,17 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j$$

- **La quantité annuelle d'hypochlorite**

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 60,8 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

- **Dimensionnement du bassin de désinfection :**

$$Q_{pte} = 73,82 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

✓ **Le volume du bassin** : $V = Q_{pte} \cdot T_s = 73,82 \cdot 30/60 = 36,9 \text{ m}^3$

✓ **La hauteur du bassin** : On fixe : **H = 2m**

✓ **La surface horizontale** : $Sh = V/H = 18,45 \text{ m}^3$. On prend : **Sh = 18,45 m³**

✓ **La largeur et la longueur**

On prend : $L = 2 \cdot B$ donc $B = \sqrt{(Sh/2)} = 3,03\text{m}$. On prend : **B = 3 m**

Alors : $L = Sh/B \Rightarrow L = 6,15 \text{ m}$.

Tableau V.13 : récapitulatif du dimensionnement du bassin de désinfection.

	2028	2043 (extension)
DEBIT DE POINTE (m³/h)	305,76	73,82
VOLUME (m³)	152,9	36,9
HAUTEUR (m)	3	2
LONGUEUR (m)	10,2	6,15
LARGEUR (m)	5	3

V.6. Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues

La filière de traitement des boues comportera les ouvrages suivants :

- ✓ Un épaissement des boues ;
- ✓ Une digestion anaérobie ;
- ✓ Une déshydratation sur lits de séchage.

Les boues liquides passeront dans l'épaisseur puis seront acheminées vers le digesteur et quand elles sont moins liquides, elles sont transportées vers les lits de séchages.

Horizon 2028

Les boues provenant du clarificateur sont admises dans une filière de traitement comportant l'épaissement, la déshydratation et l'évacuation finale.

V.6.1. Epaisseur

L'épaisseur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans le clarificateur.

Données de calculs

-Boues issues du décanteur primaire : $\Delta X_1 = \text{DBO}_{5e} + \text{MES}_e$ (V.29)

$$\Delta X_1 = 801,15 + 1240 \qquad \Delta X_1 = \mathbf{2041,15 \text{ kg/j}}$$

-Boues issues du clarificateur : $\Delta X_2 = \mathbf{918,14 \text{ kg/j}}$ (Représente les boues en excès)

- concentration moyenne des boues issues du clarificateur : $S_1 = \mathbf{10 \text{ à } 20 \text{ g/l}}$

- concentration moyenne des boues issues du décanteur primaire : $S_2 = \mathbf{20 \text{ à } 30 \text{ g/l}}$

a. Débit journalier des boues entrant dans l'épaisseur

- Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = \Delta X_1 / S_1 \qquad S_1 = 25 \text{ g/l} \qquad \mathbf{Q_1 = 81,646 \text{ m}^3/\text{j}}$$

- Le débit des boues arrivant du clarificateur

$$Q_2 = \Delta X_2 / S_2$$

$$S_2 = 15 \text{ g/l}$$

$$Q_2 = 61,21 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_t = Q_1 + Q_2$$

$$Q_t = 142,856 \text{ m}^3/\text{j}$$

b. Calcul du volume de l'épaisseur

$$\text{Avec } V_E = Q_t * t_s$$

t_s : temps de séjour compris entre 2 à 10 jours, on prend $t_s = 5$ jours d'où

$$V_E = Q_t * t_s = 142,856 * 5 \Rightarrow V_e = 714,28 \text{ m}^3$$

Enfin le diamètre de l'épaisseur est exprimé par la formule : $D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.h}}$

Avec :-D : diamètre du l'épaisseur (m) ;

-V : volume du décanteur (m^3) ;

-h : hauteur du décanteur tel que $h = (3-5)$ m, on prend **H=4 m** ;

$$\text{Donc : } D = \sqrt{(4 * V / 3,14 * H)} = 12,09 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D = 15,1 m}$$

V.6.2. Digesteur

Dans le but de diminuer le volume des boues et d'augmenter leur qualités, elles passent par le digesteur.

Après l'opération d'épaississement, les boues atteindront une concentration de l'ordre de 80 à 100 g/l, on prend 90 g /l, ce qui donne un débit de boues à la sortie de l'épaisseur Q_{be} de l'ordre de :

$$Q_{be} = \Delta X_T / 90 \dots\dots\dots (V.30)$$

$$\Delta X_T = 2959,25 \text{ kg/j} \Rightarrow \mathbf{Q_{be} = 32,88 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ Le temps de séjour du digesteur

La température moyenne des boues dans le digesteur :

$$T_s = 175 * 10^{(-0,03.t)} [8] \dots\dots\dots (V.31)$$

$$t = 35^\circ\text{C} \qquad \qquad \qquad \mathbf{T_s = 15,6 \text{ jours}}$$

➤ Le volume du digesteur

$$V_d = Q_d * T_s = 32,88 * 15,6 = 512,94 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{V_d = 512,94 \text{ m}^3}$$

➤ La surface horizontale

$$\text{La forme du digesteur est circulaire : } S_h = V_d / H \text{ on prend } H = 4 \text{ m} \qquad \mathbf{S_h = 128,23 \text{ m}^2}$$

➤ Le diamètre du digesteur

$$S = \Pi d^2 / 4 \qquad \qquad \qquad \mathbf{D = 12,9 \text{ m}}$$

V.6.3. Lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes : $L = 22 \text{ m}$; $l = 10 \text{ m}$; $h = 0,4 \text{ m}$

➤ **Le volume de boues épandues sur chaque lit**

$$V = b * L * H$$

$$V = 88\text{m}^3$$

➤ **Nombre de lits nécessaires à chaque épandage**

$$N > v_1 / v = 32,88 / 88 = 0.3736 \text{ on prend } n=1$$

➤ **Volume des boues épandues par lit et par an**

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * v = 12 * 88 = 1056\text{m}^3$$

$$V_2 = 1056\text{m}^3$$

➤ **Volume des boues à sécher par an**

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 32,88 * 365 = 3723 \text{ m}^3$$

$$V_{ba} = 12001,2 \text{ m}^3$$

➤ **Nombre de lits nécessaire**

$$N > v_{ba} / v_2 = 12001,2 / 1056 = 12 \text{ lits}$$

$$N = 12 \text{ lits}$$

➤ **Surface nécessaire**

$$S = S_0 * N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L * b = 22 * 10 = 220\text{m}^2$

$$s = 12 * 220 = 800 \text{ m}^2.$$

$$S = 2640 \text{ m}^2.$$

 **Horizon 2043(extension)**

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.14 : Résultats du dimensionnement de l'épaississeur et des lits de séchage (2025 et 2040).

Désignations	unité	2028	2043
Dimensionnement de l'épaississeur			
• Boues issues du décanteur secondaire et primaire	kg/j	2959,25	869,94
• Le débit total de boues issues des décanteurs	m ³ /j	142,856	41,38
• Débit des boues épaissies	m ³ /j	32,88	9,666
• Hauteur	m	4	3
• Surface horizontal	m ²	178,57	68,95
• Volume	m ³	714,28	206,9
• Diamètre	m	15,1	9,4
Digesteur			
• Volume	m ³	512,94	150,78
• Diamètre	m	12,8	7,1
• Hauteur	m	4	3
Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	88	88
• Le volume des boues à extraire / j	m ³ /j	32,88	9.666
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	1056	1056
• Volume des boues à sécher par an	m ³	120001,2	3528,1
• Nombre de lits nécessaire	-	12	4
• Surface nécessaire	m ²	2640	880
• Longueur	m	22	22
• Largeur	m	10	10
• Hauteur	m	0,4	0,4

Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu dimensionner les différents ouvrages du prétraitement, des traitements primaire, secondaire et tertiaire, ainsi que les ouvrages de traitement des boues.

Le choix de la variante de traitement à utiliser est un choix technico-économique ; on a pris en considération la traitabilité de l'eau d'abord ensuite celle des boues et enfin les ouvrages qui existent déjà dans la filière de traitement existante tout en gardant un œil sur la superficie donnée par les autorités pour la construction de notre STEP et les frais d'investissement et d'exploitation.

Chapitre VI

Calculs hydrauliques.

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul (dimensionnement) des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, pour assurer le bon fonctionnement de la station du point de vue hydraulique.

VI.1. Déversoir d'orages

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau d'aval.

Pour une station d'épuration, le déversoir d'orage permet un partage des eaux usées et eaux pluviales ; les eaux usées sont déviées vers la STEP afin de les épurer et les eaux pluviales sont déversées directement vers le milieu récepteur.

Il existe plusieurs type de déversoir d'orage dont :

- Déversoir frontal.
- Déversoir latéral.
- Déversoir à ouverture de fond.
- Déversoir trous dans le mur.

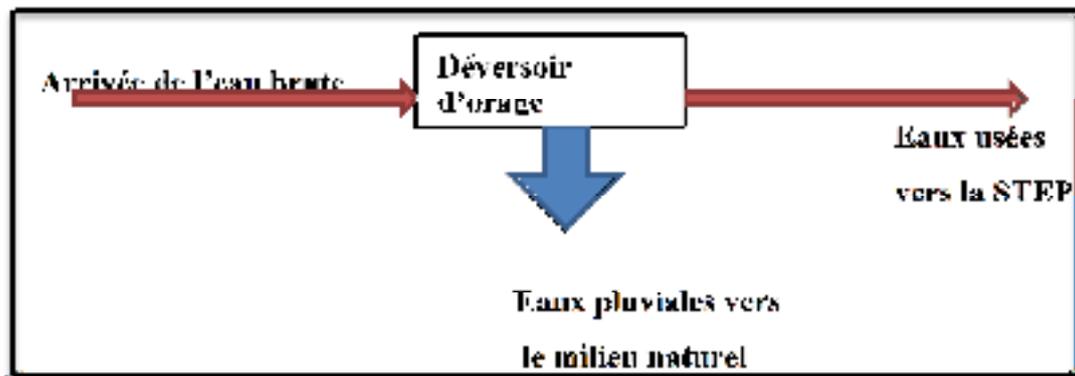


Figure VI.1 : schéma d'un déversoir d'orage

Calcul du déversoir d'orage

Le débit d'eau pluvial a été estimé par la DHW de la wilaya de TIZI OUZOU à $18,7 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le débit de la station d'épuration en temps de pluie est de $254,8 \text{ l/s}$.

Donc, le débit véhiculé par la conduite à l'amont du déversoir d'orage est

$$Q = Q_{\text{ptp}} + Q_{\text{pluvial}} \quad Q = 19 \text{ m}^3/\text{s}$$

La pente du canal à l'amont du déversoir est: $I = 2,1 \%$ et vu qu'il existe deux déversoirs d'orage de décharge juste à l'aval de l'agglomération (un pour chaque collecteur) qui permettent de décharger $13,8 \text{ m}^3/\text{s}$ des eaux pluviales ; c'est-à-dire le débit que véhiculent les deux conduites est de $5,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

(Source : subdivision de l'hydraulique de Draa El Mizan)

D'après l'abaque de Bazin (Annexe 3) le diamètre à l'entrée du déversoir d'orage est $D=1500\text{mm}$.
On prendra comme débit critique le débit à l'entrée de la STEP car on ne connaît pas les temps de concentration.

a. A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre de l'intercepteur qui véhiculera le débit d'eau total :

$$Q_v = 5,2 \text{ m}^3/\text{s}; \quad I = 2.1 \text{ \%}$$

❖ **D'après l'abaque de Bazin (Annexes 02 et 03)**

- ✓ $D_e = 1500 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir).
- ✓ $Q_{ps} = 7 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_v/Q_{ps} = 0.743$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_e/D_e = 0.64 \Rightarrow H_e = 0.64 \cdot 1500 = 960 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).

b. A l'aval du déversoir (vers la station)

- ✓ $Q_{ptp} = 0,2548 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $I = 2,1 \text{ \%}$

❖ **D'après l'abaque de Bazin (Annexes 02 et 03)**

- ✓ $D_s = 500 \text{ mm}$.
- ✓ $Q_{ps} = 0.35 \text{ m}^3/\text{s}$.

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 0.728$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_s / D_s = 0.626 \Rightarrow H_s = 0.626 \cdot 500 = 313 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage)

c. Le débit déversé vers le milieu exutoire (Q_d)

$$Q_{dev} = Q_{ém} - Q_{ptp} = 5,2 - 0.2548 = 4.9452 \text{ m}^3/\text{s} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q_{dev} = 4,9452 \text{ m}^3/\text{s}}$$

d. Dimensionnement du déversoir d'orage

- ✓ La hauteur d'entrée $H_e = 960 \text{ mm}$
- ✓ La hauteur de sortie $H_s = 313 \text{ mm}$
- ✓ La lame d'eau déversée est donnée par :

$$H_d = H_e - H_s$$

$$H_d = 960 - 313 = 647 \text{ mm}$$

La largeur du seuil déversant est donnée pour un déversoir frontal par la formule suivante :

$$Q_{dev} = m \cdot b \cdot H_d (2g \cdot H_d)^{0,5}$$

$$\text{Donc } b = Q_d / m * (2g)^{1/2} * H_d^{3/2}$$

Avec :

- ✓ **m** : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,37$
- ✓ **g** : L'accélération de la pesanteur m^2/s .

$$b = 4,9452 / 0,37 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,647^{3/2} = 8.24m \qquad \qquad \qquad \mathbf{b = 5,8 m}$$

VI.2. Relevage

VI.2.1. Dimensionnement du puisard

Le puisard est de forme rectangulaire : $V = Q_{ptp} * ts / 4$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : Débit total pompé.
- ✓ ts : temps de séjour : c'est l'intervalle entre 2 démarrages des pompes $6 < ts < 15$ min on prendra $ts = 10$ minutes

A. Volume

$$V = Q_{ptp} * ts / 4$$

$$✓ \quad Q_p = 0,2548 \text{ m}^3/s.$$

$$✓ \quad V = 0,2548 * 10 * 60 / 4 = 38,22m^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V = 38.22 m^3}$$

B. Surface

$S = V/H$ La hauteur du puisard ne doit pas dépasser 5m, ($2m \leq H \leq 5m$).

$$\text{On prend } \mathbf{H = 3m.} \quad \text{D'où } S = \frac{38,22}{3} = 12.74 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad \mathbf{S = 12,74m^2}$$

C. Dimension

$$S_{\text{puisard}} = B * L \qquad \text{pour } L = 4m \qquad \qquad \qquad \mathbf{L = 4 m \text{ et } B = 3.2 m}$$

B : largeur ; et L : longueur

VI.2.2. La conduite de refoulement

On a : $Q_{ptp} = 917,28 \text{ m}^3/h$.

D'après la formule de BONNIN :

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q_p} \text{ (m)}$$

$$Q_{ptp} = 0.2548 \text{ m}^3/s \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_{\text{éco}} = 0,5 m}$$

Donc le diamètre normalisé est : $\mathbf{D = 500 mm}$

❖ La vitesse d'écoulement est :

$$v = 4.Q/\pi. D^2$$

$v = 1,3 \text{ m/s}$ (la vitesse d'écoulement est admissible : $1,2 < v < 2 \text{ m/s}$ pour $300 < D < 800$).

VI.2.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe

$$H = H_g + \Sigma h_{p \text{ lin}} + \Sigma h_{p \text{ sin}} + P_{exh}$$

Où H : hauteur manométrique totale de la pompe, m ;

H_g : différence des cotes (partie souterraine et surface), m ;

$\Delta H = \Sigma h_{p \text{ lin}} + \Sigma h_{p \text{ sin}}$: pertes de charge linéaire et singulière = $1,05 \Sigma h_{p \text{ lin}}$

P_{exh} - pression à l'exhaure $P_{exh} = (1 ; 1,5) \text{ m}$

Les pertes de charge en longueur feront :

Le refoulement se fera avec une conduite de $D = 500 \text{ mm}$ et d'une longueur de 321 m vers les dégrilleurs.

$$H_g = h_2 - h_1$$

$$H_g = 255,8 - 244,2 = 10,4 \text{ m.}$$

$$H_g = 10,4 \text{ m}$$

- ✓ H_g : Hauteur géométrique
- ✓ h_1 : cote au niveau de la bache de réception.
- ✓ h_2 : cote au niveau de l'ouvrage d'entrée (dégrilleur).

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

Tableau VI.1 : Les valeurs de K , m et β .

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour le PEHD, on a :

- ✓ $K = 0,001052$
- ✓ $m = 4,774$
- ✓ $\beta = 1,77$

L'expression de perte de charge linéaire s'écrit :

$$\Delta H_{lin} = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots(VIII.11)$$

K : coefficient de perte de charge (K=0,001051)

Q : débit pompé qui est de 0.2548 m³/s

L : longueur de la conduite qui est de 321 m

D : diamètre de la conduite 500 mm

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

β = 1,77 pour le régime turbulent rugueux.

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=4,774)

Donc :

$$\Delta H = 1.05 \left(\frac{0,001051 * 321 * 0.2548^{1.77}}{0.5^{4.774}} \right) = 0.96 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0,96 \text{ m}$$

$$\text{Donc : HMT} = 10.4 + 0,96 + 1 = 12.36 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = 12,36 \text{ m}$$

VI.2.4. Choix de la pompe

On utilise des pompes d'assainissement pour le relevage des eaux usées du puisard vers l'ouvrage d'entrée. Donc pour choisir le type de pompe on utilise le catalogue **KSB (logiciel KSB)**.

Tableau VI.2 : caractéristiques de la pompe choisie

N	Q _{cal} = Q _f /n (m ³ /h)	HMT (m)	Pompe choisie	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	D ₂ (mm)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	918	12.4	Sewatec K 250-400/ G-3H	82.3	1080	370	45	4,98

Toutes les caractéristiques de la pompe et le moteur sont représentées sur la fiche technique. (Annexe 04).

Le nombre de pompe est de 2, (1+1) une qui fonctionne et une autre de secoure identiques.

VI.3. Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau VI.3.

Tableau VI.3 : Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	255,8
Déssableur-déshuileur	254,9
Décanteur primaire	254,7
Bassin d'aération	253
Décanteur secondaire	252,1
Bassin de désinfection	251,8

VI.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau car il présente de bonnes caractéristiques du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB}$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge (K=0,001052)

Q : débit en m³/s ;(Q=0,2548 m³/s)

L : longueur de la conduite

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ($\beta = 1,77$)

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m = 4,774)

C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A

C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B

A. Diamètre

D'après la formule précédente le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}}$$

B. Longueurs des conduites

Pour le calcul des longueurs ; on utilise les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{\text{éq}} = 1,15 \cdot L_{\text{réelle}}$$

Dans notre cas, on a des distances faibles alors on négligera les pertes de charges singulières ; c'est à dire on prend les longueurs équivalentes égales aux longueurs réelles.

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	8,68
Déssableur-déshuileur - Décanteur I	11,2
Décanteur I - Bassin d'aération	12.95
Bassin d'aération - Décanteur II	17.12
Décanteur II - Bassin de désinfection	11.06

VI.3.2. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

- P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2}$

VI.3.3. Calcul des diamètres des conduites

a. Conduite dégrilleur -déssableur (A-B)

Côte du radier du dégrilleur(A) : 255,8 m;

Hauteur d'eau : 1 m

D'où : $C_{PA}=256,8$ m

Côte du radier du Dessableur-déshuileur(B) : 254,9 m

Hauteur d'eau : 1,5m

D'où : $C_{PB}=256,4$ m

$L=8.68$ m

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 8.68 * (0.2548)^{1.77}}{(256,8 - 256,4)}} = 0.27\text{m} \quad \mathbf{D_n=315mm}$$

❖ Cote du radier

On détermine la perte de charge avec le diamètre normalisé, puis on fixera la cote du radier.

$$D'où on aura : C_{RB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} - H_{\text{eau}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C_{RB}'=256,54m}$$

Avec : H_{eau} étant le niveau d'eau dans l'ouvrage (hauteur de l'eau).

b. Les autres conduites

Le calcul se fera de la même façon que pour la conduite entre le dégrilleur et le dessableur.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.5 : Récapitulatif du dimensionnement des conduites reliant entre les ouvrages de la STEP.

Désignations	Cote du terrain(m)	Cote du radier(m)	Hauteur d'eau(m)	Cote piézométrique(m)	L (m)	D(mm)
-Dégrilleur	255,8	255,8	1	256,8	8,68 11,2 12,95 17,12 11,06	250 315 250 400 315
-Dessableur-déshuileur	254,9	254,3	1.5	255,8		
-décanteur primaire	253,7	253,14	2,4	255,54		
-bassin d'aération	253	252,24	3	255,24		
-décanteur secondaire	252,1	252	3	255		
-bassin de désinfection	251,8	251,8	3	254.8		

Conclusion

Pour le bon fonctionnement hydraulique de la station d'épuration, il faut bien appliquer les chiffres trouvés dans ce chapitre, car l'assurance de l'épuration et l'assurance d'un bon rendement d'élimination en dépend.

Chapitre VII

Gestion et exploitation
de la STEP.

Introduction

Le respect des normes de rejet et des normes d'utilisation des différents matériels de la station d'épuration est strictement obligatoire, c'est pour cela qu'elle doit être suivie et entretenue quotidiennement dans le but d'assurer la pérennité des installations, optimiser le coût de fonctionnement de l'épuration et obtenir les performances épuratoires du cahier de charge.

La maintenance préventive demeure un point clé du bon fonctionnement des installations et qu'elle va de pair avec une diminution du coût d'exploitation. Bien conduite, la maintenance préventive assure une plus grande longévité des matériels en place et permet une gestion rationnelle du travail de l'exploitant.

VII.1. Mesure des paramètres de fonctionnement de la station

VII.1.1. Mesure de la turbidité

Ce test nous permet d'avoir le degré d'épuration atteint après la décantation secondaire.

L'épreuve la plus couramment utilisée est cependant l'évaluation de la transparence de l'effluent traité à l'aide d'un disque de SECHEL. Ce disque de 0,50 cm, sera plongé lentement dans l'eau. Le niveau d'eau (h) repéré sur la tige métallique graduée fixée au centre du disque, nous renseignera sur la qualité de l'eau selon ces données.

- $h < 20\text{cm}$ ➡ l'eau est mauvaise ;
- $40 < h < 50$ ➡ l'eau est bonne ;
- $h < 60$ ➡ l'eau est très bonne.

VII.1.2. Mesure de la teneur en oxygène dissous

La mesure de la teneur en oxygène dissous est réalisée à l'aide d'une sonde paralographique (sonde à oxygène) dans le bassin d'aération 15 mn après la mise en route des systèmes d'aération. Le but de cette opération est de :

- Mesurer une concentration moyenne en oxygène dissous comprise entre 0,50 et 2 mg/l,
- Suivre l'évolution de la teneur en oxygène dissous après l'arrêt des dispositifs d'aération.

VII.1.3. Mesure de pH et température

La mesure de pH est indispensable et cela pour connaître le degré d'alcalinité et d'acidité du milieu. La mesure du pH doit être faite à l'entrée de la station et cela pour prendre toutes les mesures pour le bon fonctionnement des ouvrages.

Pour maintenir la température nécessaire aux bactéries et surtout durant la période froide la mesure de la température est très recommandée.

VII.1.4. Mesure concernant les boues

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- ✓ Le taux de recirculation des boues ;
- ✓ Le taux d'aération ;
- ✓ Le taux des boues en excès.

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- ⇒ La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- ⇒ Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- ⇒ La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS/l.

- Si :
- $MVS > 3g/l$ on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération.
 - $MVS < 3g/l$ on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération.

VII.2. Contrôle de fonctionnement

VII.2.1. Contrôles journaliers

Les observations permettant d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration sont essentiellement :

- le test de décantabilité 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, on peut dire que c'est un indice optique et odorant.

VII.2.2. 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.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de

15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS.

- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VII.3. Entretien des ouvrages

VII.3.1. Le dégrilleur

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux,
- Noter les quantités de refus journaliers,
- Vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement,
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

VII.3.2. Dessableur-déshuileur

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation,
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement,
- Faire fonctionner 24h/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

VII.3.3. Bassin d'aération

- Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnant convenablement,
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs,
- Noter les paramètres de fonctionnement tel que le débit et l'oxygène,
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, indice de «MOHLMAN» et la concentration des boues dans le bassin.

VII.3.4. Clarificateur et décanteur primaire

- Maintenir le clarificateur en état de propreté,
- Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur,
- Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes,
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES),

- Sa vidange nécessaire par intervention, vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour le contrôle et entretien des structures immergées.

VII.3.5. 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.

VII.3.6. Epaisseur

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2 m,
- Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies,
- relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs,
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VII.3.7. Lits de séchage

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser,
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm,
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre,
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchage (les lits seront refaits complètement car les drains seront colmatés ou brisés),
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

Conclusion

Le personnel exploitant d'une station d'épuration reçoit une formation pluridisciplinaire qui doit lui permettre d'accomplir efficacement toutes les tâches citées dans ce chapitre :

- ✚ Surveillance des eaux usées et traitées.
- ✚ Réglage des paramètres de fonctionnement de l'épuration primaire et biologique.

Il doit être en mesure de se rendre compte le plus clairement possible du fonctionnement de la station d'épuration et une mise à niveau périodique des connaissances doit être faite pour permettre une gestion et exploitation moderne et performante de station.

L'exploitant doit avoir à sa disposition les éléments suivants :

- Un calendrier indiquant les dates et la fréquence des opérations à réaliser sur les principales pièces électromécaniques (moteurs, ...) ;
- Une fiche technique par équipement, faisant apparaître ses caractéristiques, mais aussi les coordonnées du fabricant et des fournisseurs ;
- Les organes de rechange pour les parties soumises à renouvellement fréquent ;
- Les outils de base, les pièces et produits consommables indispensables (joints, ampoules, courroies, ...).
- Dans le cadre du marché, il serait opportun de prévoir la fourniture d'un ensemble de pièces de rechange indispensables (roue du pont racleur, horloge, doseur, jeu de contacteur de niveau, compteur horaire, ...).

Conclusion générale

Au terme de ce travail, on notera que la conception d'une station d'épuration pour la ville de Draa El Mizan est une bonne perspective pour un développement et une protection durables de l'environnement.

La station d'épuration sert à purifier les eaux usées urbaines d'une population de 41500 équivalents habitant pour l'horizon de 2043.

Après une étude technique des deux variantes (moyenne et faible charge), on a opté pour le choix de la variante de traitement par boues activées à moyenne charge pour les raisons suivantes :

- La variante la plus économique ;
- Assure un bon rendement épuratoire ;
- Cette technique est très utilisée en Algérie.

La valorisation des boues et la réutilisation des eaux épurées sont les deux autres prévisions dont pourront bénéficier les agriculteurs de la région.

C'est donc un grand espoir que nous portons pour la réalisation de cette station et dont le présent travail servira de document d'inspiration mais il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et même sa durée de vie sont étroitement liées à l'entretien et à la gestion de celle-ci, raison pour laquelle beaucoup de stations sont aujourd'hui inexploitées à cause de ce problème.

Références bibliographiques

- ✓ [1] **ABDELKADER GAÏD** Épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2, office de publication universitaire, Alger, 1984.260 p.
- ✓ [2] **ABIDI SAAD NOUH** Conception de la station d'épuration de la ville d'EL BAYADH, MFE, ENSH, promotion 2006-2007
- ✓ [3] **AKROUR Zehira et AOUIDAD Sonia** : Etude des paramètres et des procédés d'un système d'épuration en vue de la réalisation d'une STEP cas de sous-bassin versant MECHTRAS.MFE, Université de Tizi.Ouzou Promotion 2005-2006.
- ✓ [4] **Arrêté du 8 janvier 1998 relatif aux épandages de boues sur les sols agricoles**
- ✓ [5] **AUDREY KLEIN, FRANÇOIS RAPIN** CONTRÔLE DES STATIONS D'ÉPURATION (STEP), secrétariat de la commission internationale pour la protection des eaux du LEMAN, Campagne 2006, 2007.
- ✓ [6] **BALLAH Kahina** conception d'une station d'épuration pour la ville d'AZAZGA, MFE, ENSH, promotion 2010-2011.
- ✓ [7] **BECHAC. P, PIERRE. BOUTIN, B. MERCIER, P. NUER.** Traitement des eaux usées. EYROLLES Paris 1987
- ✓ [8] **BOURABAH** Conception de la station d'épuration de la ville de KHEMIS MILIANA, MFE, ENSH, promotion 2007-2008
- ✓ [9] **Claude CARDOT** Techniques appliquées au traitement de l'eau; Edition: Ellipses; 1999
- ✓ [10] **COMMISSION EUROPEENNE** Procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités, office des publications officielles des communautés européennes, Luxembourg, 2001.
- ✓ [11] **DEGREMONT MEMENTO** Technique de l'eau Edition technique et documentation, Lavoisier 1989.
- ✓ [12] **DEGREMONT MEMONTO** Technique de l'eau : tome 1, 10ème édition: DEGREMONT Paris 2005.
- ✓ [13] **ETIENNE PAUL** : Dimensionnement d'une station d'épuration capacité nominale 130000 EH BEZIERS.PFE, INSA. TOULOUSE.FRANCE.
- ✓ [14] **HADJRABAH Mansour** Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. PFE, (ENP) promotion 2004/2005.
- ✓ [15] **JEAN RODIER** L'analyse de l'eau, eaux naturelles, l'eau résiduaire, eau de mer, DUNO, 8ème édition, Paris 1996.
- ✓ [16] **JEAN-PIERRE CANLER** Performances des systèmes de traitement biologique aérobie des graisses, documentation technique FNDAE N°24.
- ✓ [17] **M. CARLIER** Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLS 1986, 534p
- ✓ [18] **Microsoft ® Encarta ® 2008. © 1993-2008 Microsoft Corporation**
- ✓ [19] **Microsoft ® Encarta ® 2009. © 1993-2008 Microsoft Corporation**
- ✓ [20] **MOHAND-SAÏD OUALI** Cours de procédés unitaires biologiques et traitement des eaux, 2^{ème} édition, office des publications universitaires, Alger, 2008, 107 p.
- ✓ [21] **MONCHY.H.** Mémento d'assainissement : mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement.- 2e ed.- Paris : Eyrolles, 1974, 125p.
- ✓ [22] **Office international de l'eau.-conception / dimensionnement** Le traitement par boues activées. RP F7.doc\05/04/2005

- ✓ [23] **OLIVIER ALEXANDRE, CATHERINE BOUTIN, PHILIPPE DUCHENE, CECILE LAGRANGE, ABDEL LAKEL, ALAIN LIENARD, DOMINIQUE ORDITZ**, Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FNDAE n°22 Document technique.
- ✓ [24] **PHILIPPE DUCHENE** Les systèmes de traitement de boues des stations d'épuration des petites collectivités ; documentation technique FNDAE N°9.
- ✓ [25] **R. BOURRIER** Les réseaux d'assainissement urbains, éditions OTH, Paris. 1991.
- ✓ [26] **ROGER PUJOL, ALAIN VACHON, GUY MARTIN** Guide technique sur le foisonnement des boues, documentation technique FNDAE N°8.
- ✓ [27] **YVES PIETRASANTA, DANIEL BONDON** le lagunage écologique ; Edition ECONOMICA 1994.

Références sitographiques

- [A]: www.ademe.fr
- [B]: www.gisbiostep.cemagref.fr
- [C]: www.carteleau.org
- [D]: www.fne.asso.fr
- [E]: www.cojeomon.edres74.ac-grenoble.fr

ANNEXES.

ANNEXES

I– MESURE DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES

I. 1 – Mesure du pH

La mesure du pH est effectuée en plongeant directement l'électrode combinée dans le milieu considéré. Nous avons utilisé un pH mètre de terrain, la précision est estimée à 1/10 d'unité pH.

I. 2 – Les matières en suspension M.E.S

Filtration dans une centrifugeuse à une vitesse de 4.500 trs/mn pendant 20 mn, puis séchage dans une étuve à 105 °C pendant 24 heures. Le poids est déterminé par pesée sur balance électronique.

I. 3 – La demande biochimique en oxygène DBO

L'échantillon d'eau introduit dans une enceinte thermostatée est mis à incuber à une température de 50 °C en présence d'air pendant 5 jours. Les micro-organismes présents consomment l'oxygène dissous qui est remplacé en permanence par de l'oxygène en provenance du volume d'air situé au-dessus de l'échantillon à analyser. L'anhydride carbonique formé est piégé par l'hydroxyde de potassium.

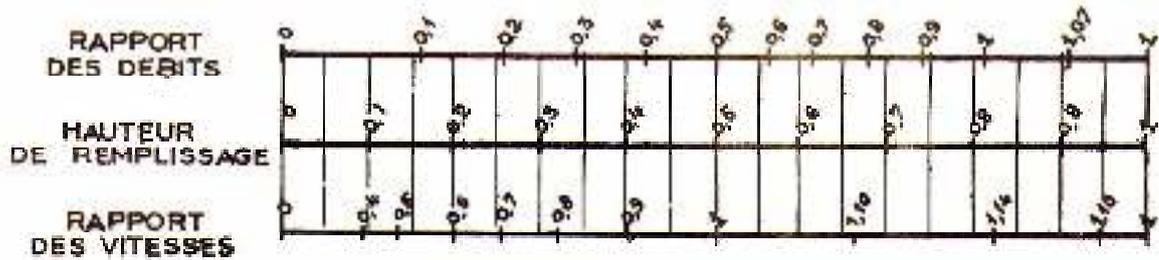
II. 4 – Demande chimique en oxygène

La demande chimique en oxygène DCO est déterminée par la méthode proposée par l'organisation internationale de normalisation Iso 6060. Le principe de la mesure est basé sur la minéralisation de l'échantillon en présence de sulfate de mercure II, d'une quantité connue de dichromate de potassium et d'un catalyseur à l'argent en milieu fortement acidifié par l'acide sulfurique pendant 2 heures ; temps durant lequel une partie du dichromate est réduite par les matières oxydables présentes ; l'excès de dichromate est titré par une solution de sulfate de fer II et d'ammonium en présence d'un indicateur coloré (phénantroline).

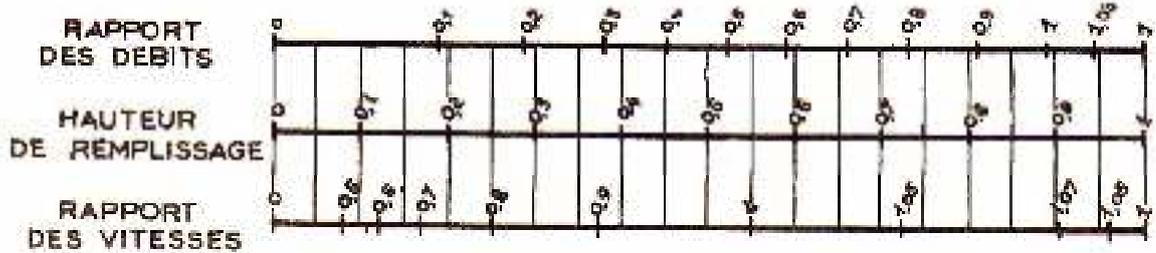
ANNEXE 2

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

a) *Ouvrages circulaires*



b) *Ouvrages ovales 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

Project
Project ID
Pos. no
Created by



Page 1 / 5
2013-04-22

Data sheet

Pump type Spontex K 250-428 / Q 301

Operating data

Flow	250	l/s	Fluid	
Head	12.4	m	Density	0.99819 kg/dm ³
Operating speed	1600	1/min	Viscosity	1.0004 mPa/s
shaft power	37.6	W	Temperature	20 °C
Efficiency	67.5	%		
Nominal speed N _{DN}	4.06	1/s		
Standard N _{DN}	24.7	m		
Application range			Flow	
From	21.8	1/s	22.0	1/s
To	4.24	1/s	238	1/s

Design

Model	KSB	Impeller type	Mini radial impeller
Design	1-stage radial pump for dry installation	Impeller size	Class
Design	Standard K-428	Impeller size	200
Nominal size	250-428		250
Stages	1		275
Construction	cast-iron	Flow passage	90
		Clearence pad	143
Bearing bracket	90°	Flange connection	10
Date of bearing	12/10/00	Hydraulic inlet connection	15
Max. of bearings	3		15
Installation	clean installation, regarding national classification of water		
Suction port	Pressure rating	PN 10	
	Nominal pipe size	DN 250	
	Standard	EN 1092-2	
Discharge port	Pressure rating	PN 10	
	Nominal pipe size	DN 250	
	Standard	EN 1092-2	

Similar part names, often unique part names

Materials

Pump casing	Grey cast iron EN-1040 (A-40 Class 20)
Bearing cover	Grey cast iron EN-1040 (A-40 Class 20)
Shaft	Stainless steel EN-1.4302 (A286 Class 286)
Impeller	Grey cast iron EN-1040 (A-40 Class 20)
Bearing bracket	Grey cast iron EN-1040 (A-40 Class 20)
Shaft protection sleeve	Grey cast iron EN-1040 (A-40 Class 20)
Clutch wear ring	Grey cast iron EN-1040 (A-40 Class 20)
Impeller wear ring	—
Cl-Flange	Flange connection (90°)
Rolls, balls	Tempered steel EN-1.1181 (A-20 Class 100)

Project
Project ID
Pos. no
Created by



Page 2 / 5
2013-05-28

Data sheet

Pump type

Rowpac K 250-400 / G 30

Seal type

Type of seal
Arrangement
Seal on medium side
Mechanical seal, pump side
Mechanical seal, bearing side

Double mechanical seal
Tandem
with elastomer bellows
SFS on medium / AS on seal side
CSP on / SFS on bearing side

Coating

Flange and housing
Flange material
Paint
Dry film thickness (DFT)
Top coat
Sealant material
Dry film thickness top coat
Color

Flange 2 x 2 to EN 10224-1 / EN 10224-4 (EN 10224, Part 4)
Dry film thickness
Dry film thickness to Flange
> 100 microns
2-component epoxy resin
> 100 microns
> 100 microns
Epoxy resin EN 10224-1 (EN 10224)

Installation

INSTALLATION

Type of installation:

Horizontal dry pit installation
with ball drive and foot-mounted
motor

Discharge size:
Flange dimensions to:
EN 10224-1/EN 10224-4

DN 250
EN 10224-1, PN 10
Horizontal, motor support,
motor height adjustment,
ball drive, ball drive gear,
bearing

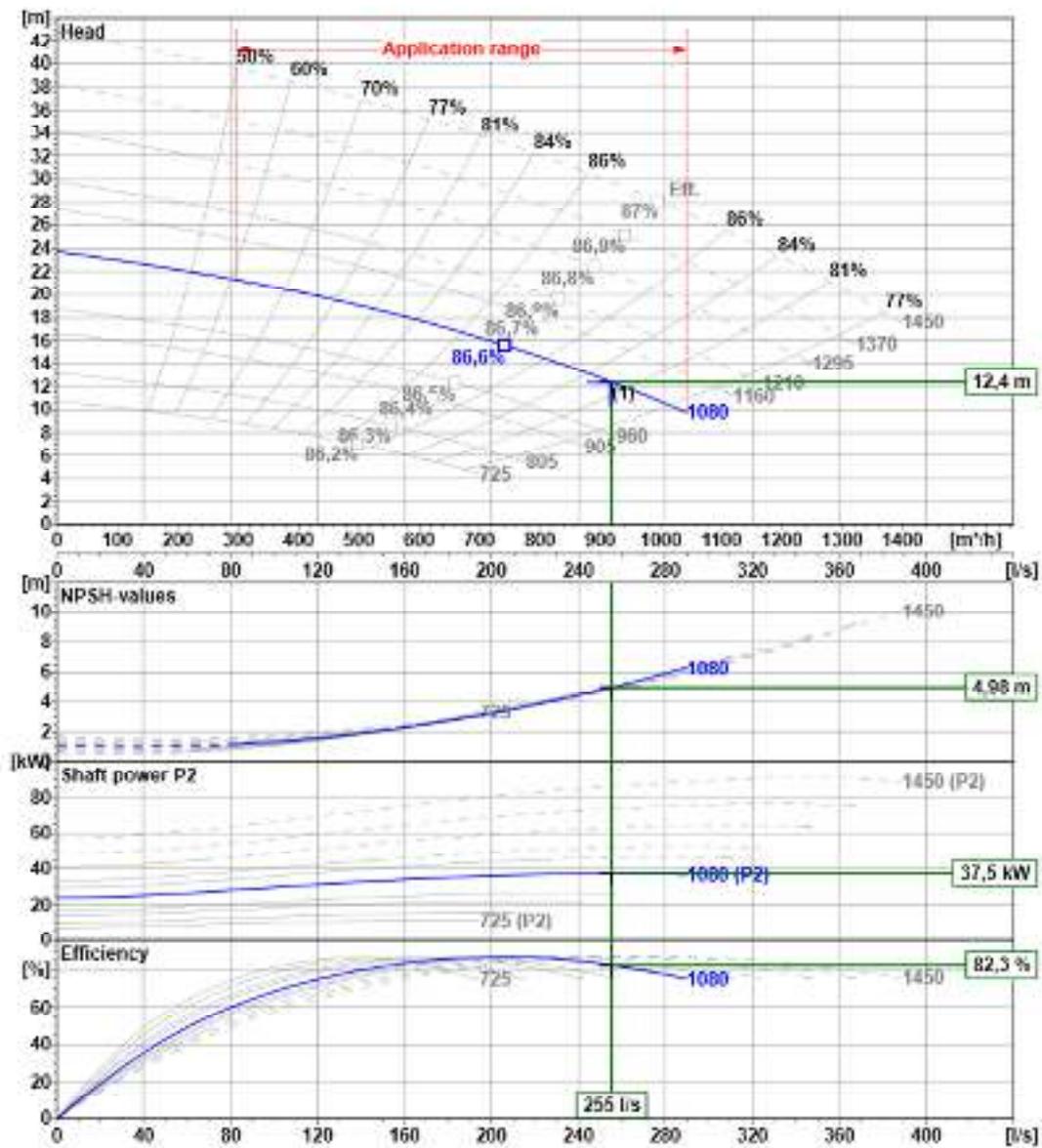
FLANGE SIZES

Flange dimensions to:
Minimum diameter of clean-out port
Material:

.

Performance curve

Pump type Sewatec K 250-400 / G 3H



Impeller type	Multi channel impeller	Closed	Curve number	K42539/0
Free passage	85 mm	Density	Frequency	50 Hz
Impeller size	370 mm	Viscosity	Speed	1098 1/min

Project
Project ID
Process
Control No.



Page 5 / 5
2012-05-22

Data sheet Motor data

Motor type 225 M-4-40

Motor data

Motor manufacturer	SEW-EURO DR	Rated power P _N	45	kW
Motor type	225 M-4-40	Rated voltage	400	V
Motor frame size	225 M	Rated frequency	50	Hz
Degree of protection	IP 55	Number of poles	4	
Excitation method	—	Rated speed	1420	rpm
Geograt. dimension	—	Rated current	50	A
Temperature class	F	Power input P ₁	45,2	kW
Winding type	Y	Efficiency	92,6	%
Rated temperature	—	Power factor	0,97	
		Starting mode	Unknown	
		Starting current	500	A
		Starting to rated current	7	

Frame type Castor: N 250-400 x 40 411

