

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique  
*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)*

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**Melle DJEBRA Nawal**

**Melle TAIEB Djamila**

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique urbaine**

### INTITULE :

## **ETUDE DE REHABILITATION DE LA STATION D'EPURATION DE DRAA BEN KHEDDA WILAYA DE TIZI OUZOU**

Soutenu le **20/06 /2015** devant le jury composé de :

- Président : **Mr SAOU.AH**
- Promoteur: **Mr SELAOUI.A**
- Examineur : **Mr ALLOUACHE.A**

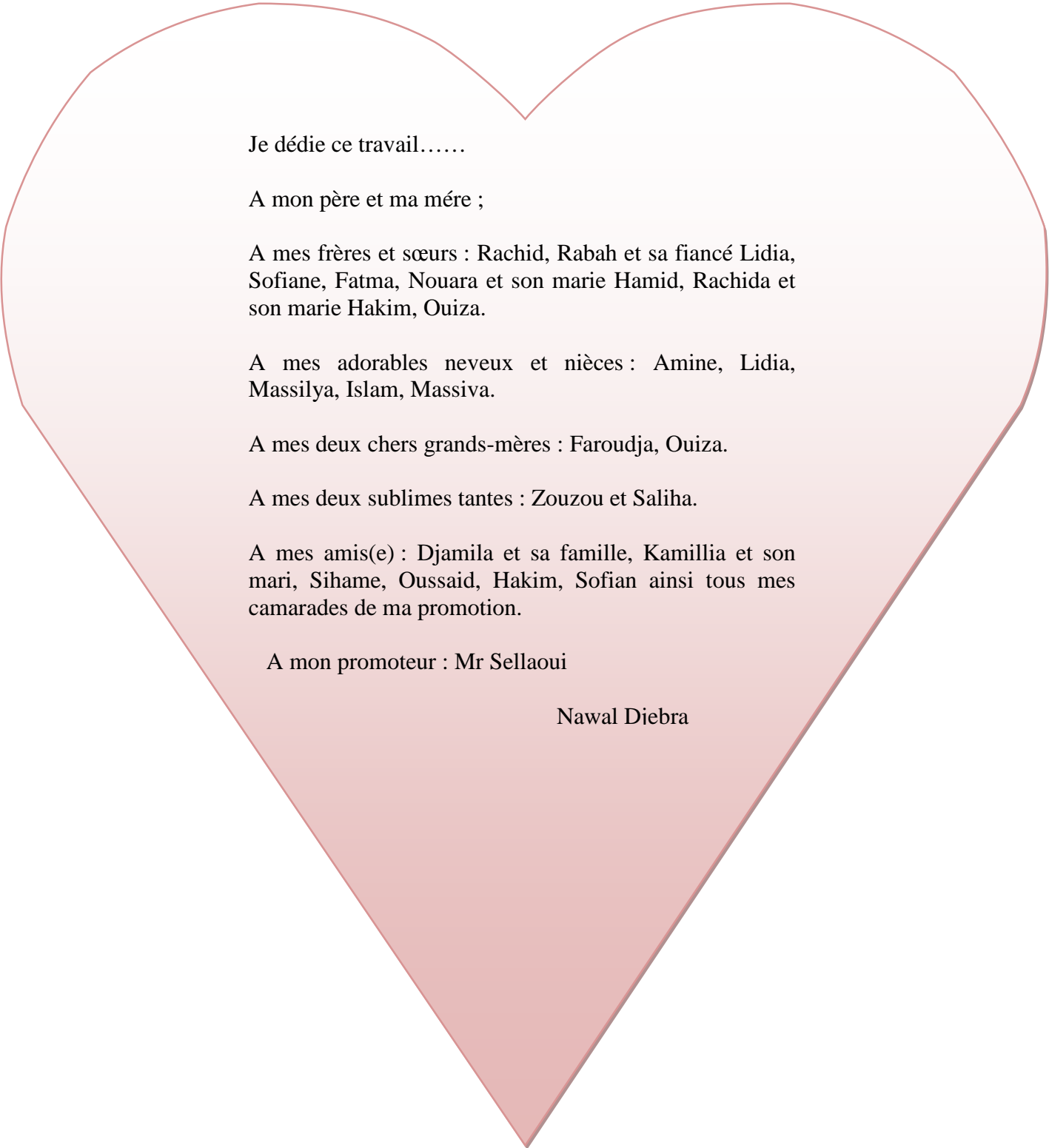
On tient à remercier :

Monsieur **Sellaoui Adel**, pour nous avoir encadré durant toute cette période de préparation, fait partager ses connaissances scientifiques, et nous avoir prodigué ses conseils avisés, souvent avec coriace.

Monsieur **Mr SAOU**, président de jury, et **ALLOUACHE**, examinateur, pour avoir accepté de bien vouloir juger notre projet de fin d'études, et y avoir contribué par leurs remarques ainsi que les corrections jugées nécessaires.

On adresse aussi nos remerciements à toutes les personnes, qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Nawal et Djamila



Je dédie ce travail.....

A mon père et ma mère ;

A mes frères et sœurs : Rachid, Rabah et sa fiancé Lidia, Sofiane, Fatma, Nouara et son marie Hamid, Rachida et son marie Hakim, Ouiza.

A mes adorables neveux et nièces : Amine, Lidia, Massilya, Islam, Massiva.

A mes deux chers grands-mères : Faroudja, Ouiza.

A mes deux sublimes tantes : Zouzou et Saliha.

A mes amis(e) : Djamila et sa famille, Kamillia et son mari, Sihame, Oussaid, Hakim, Sofian ainsi tous mes camarades de ma promotion.

A mon promoteur : Mr Sellaoui

Nawal Diebra

## Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés de traitement</b>	
<b>I.1. Introduction</b> .....	2
<b>I.2. Les eaux usées</b> .....	2
<i>I.2.1. Définition</i> .....	2
<i>I.2.3 Origine des eaux entrant en station d'épuration</i> .....	2
<i>I.2.4. Compositions des eaux usées (Les eaux usées : un réservoir de polluants)</i> .....	3
<i>I.2.5. Les paramètre de pollutions</i> .....	4
<i>I.2.6. Caractéristiques biologiques</i> .....	6
<i>I.2.7. Estimation des rejets d'eau usée</i> .....	6
<i>I.2.8. Effets de la pollution de l'eau</i> .....	6
<b>I.3. Les procédés d'épuration</b> .....	7
<i>I.3.1. les différentes étapes de traitement</i> .....	8
<i>I.3.1.1. Le prétraitement</i> .....	8
<i>I.3.1.2. Le traitement primaire (décantation primaire)</i> .....	10
<b>I.3.1.3. Le traitement biologique</b> .....	11
<i>I.3.1.3.1. les procédés extensifs</i> .....	12
<i>I.3.1.3.2. Les procédés intensifs</i> .....	12
<i>I.3.1.3.2.2. Procédé à culture libre (boues activées)</i> .....	13
<i>I.3.1.4. procédé de traitement tertiaire ou complémentaire</i> .....	16
<i>I.3.1.4. 1. Les mécanismes de l'élimination biologiques des matières azotées</i> .....	16
<i>I.3.1.4. 2. Elimination de la pollution phosphorée</i> .....	16
<i>I.3.1.4. 3. Elimination des odeurs</i> .....	17
<i>I.3.1.4. 4. La désinfection des effluents</i> .....	17
<b>I.4. Conclusion</b> .....	17
<b>Chapitre II : présentation de la commune et estimation des rejets</b>	
<b>II.1. Introduction</b> .....	18
<b>II.2. Situation géographique</b> .....	18
<i>II.1.1. Topographie</i> .....	18
<i>II.1.3. Hydrologie et Hydrogéologie</i> .....	18
<i>II.1.4. Climat de la région</i> .....	19
<i>II.1.5. Situation démographique</i> .....	20
<b>II.2. Alimentation en eau potable</b> .....	21
<b>II.3. Assainissement des eaux usées et drainages des eaux pluviales</b> .....	21
<b>II.4. Activités industrielles existantes et projetées</b> .....	22
<b>II.5. Estimation des besoins en eau de la commune de DBK</b> .....	22
<i>II.5.1. Estimation des besoins domestiques à long terme (2040)</i> .....	22
<i>II.5.2. Estimation des besoins de consommation des équipements</i> .....	22
<b>II.6. Estimation des débits des eaux usés domestique et industrielles de DBK</b> .....	23
<i>II.6.1. Débits des eaux usées rejetées domestiques</i> .....	23
<i>II.6.2. Débits des eaux usées des équipements</i> .....	23
<b>II.7. Calcule du débit total acheminé vers la STEP</b> .....	24
<i>II.7. 1. Débits moyen horaire</i> .....	25
<i>II.7.2. Débit de point par temps sec</i> .....	25
<i>II.7.3. Estimation de débit diurne</i> .....	26

II.7.4. Estimation de débit nocturne .....	27
II.7.5. Estimation de débit de pointe par temps de pluie .....	27
<b>II.8. Quantifications des eaux pluviales .....</b>	<b>28</b>
<b>II.9. Calcul de l'équivalent habitant [EqH] .....</b>	<b>28</b>
<b>II.10. Les charges polluantes.....</b>	<b>28</b>
<b>II.11. Coefficient de biodégradabilité (K) ... ..</b>	<b>30</b>
<b>II.12. Choix du procédé d'épuration .....</b>	<b>30</b>
<b>II.13. Conclusion .....</b>	<b>31</b>
<b>Chapitre III : Inspection de la STEP existante</b>	

<b>III.1. Introduction .....</b>	<b>32</b>
<b>III.2. Présentation de la STEP de la ville de Draa Ben Khedda [6] .....</b>	<b>32</b>
<b>III.3. La base des données du dimensionnement de la STEP .....</b>	<b>33</b>
<b>III.4. Diagnostic physique de la STEP .....</b>	<b>34</b>
<b>III.5. Considération et analyse des raisons du dysfonctionnement de la STEP .....</b>	<b>38</b>
<b>III.6. Caractéristiques qualitatives des eaux usées de D.B.K .....</b>	<b>39</b>
<b>III.7. Conclusion .....</b>	<b>39</b>

## **Chapitre IV : Dimensionnement de la nouvelle STEP**

<b>IV.1. Le prétraitement .....</b>	<b>40</b>
IV.1.1- Dimensionnement de dégrillage .....	40
IV.1.2. Dessableur-dégraisseur .....	44
<b>IV.2. Traitement primaires .....</b>	<b>47</b>
IV.2.1. Introduction .....	47
IV.2.2. Les différents types de décanteurs .....	47
IV.2.3. Dimensionnement de décanteur primaire .....	47
<b>IV.3. Traitement biologique .....</b>	<b>52</b>
IV.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération .....	52
IV.3.2. Système d'aération .....	58
<b>IV.4. Traitement secondaire .....</b>	<b>59</b>
IV.4.1. Généralité .....	59
IV.4.2. Principe de fonctionnement .....	59
IV.4.3. Dimensionnement du décanteur secondaire (Clarificateur) .....	60
IV.4.4. Calcul de temps de séjours .....	63
IV.4.5. Recirculation de boues .....	64
<b>IV.5. Le traitement tertiaire .....</b>	<b>65</b>
IV.5.1. La désinfection .....	65
IV.5.1.1. Les principaux moyens de désinfection reconnus .....	65
IV.5.1.2. Principe .....	65
IV.5.1.3. Le dimensionnement du stérilisateur .....	65
IV.5.1.4. La quantité de chlore nécessaire .....	66
IV.5.1.5. Temps de contact pour différents débits .....	67
<b>IV.6. Ouvrage annexe .....</b>	<b>68</b>
IV.5.1. Introduction sur le déversoir d'orage .....	68
IV.6.2. Dimensionnement de DVO .....	69

<b>IV.7.Conclusion</b> .....	<b>73</b>
------------------------------	-----------

## **Chapitre V : Traitement des boues**

<b>V.1. Généralités</b> .....	<b>74</b>
<b>V.2. Procédures de traitement des boues</b> .....	<b>74</b>
V.2.1. <i>Réduction du volume des boues</i> .....	74
V.2.1.1. <i>L'épaississement</i> .....	74
V.2.1.1.1. <i>Différentes méthodes d'épaississement</i> .....	74
V.2.1.1.2. <i>Choix de type de l'épaississeur</i> .....	75
V.2.1.1.3. <i>Description du type d'appareil choisie</i> .....	75
V.2.1.1.4. <i>Dimensionnement de l'épaississeur</i> .....	75
V.2.1.1.4.1. <i>Bilan des boues produites</i> .....	75
V.2.1.1.4.2. <i>Débit des boues entrant dans l'épaississeur</i> .....	76
V.2.1.1.4.3. <i>Concentration des boues dans l'épaississeur</i> .....	77
V.2.1.1.4.4. <i>Débit des boues épaissies</i> .....	77
V.2.1.1.4.5. <i>Hauteur d'épaississement</i> .....	77
V.2.1.1.4.6. <i>Calcul des éléments de l'épaississeur</i> .....	78
V.2.1.1.4.6.1. <i>Volume de l'épaississeur</i> .....	78
V.2.1.1.4.6.2. <i>Calcul de temps de séjour</i> .....	78
V.2.2. <i>Réduction du pouvoir fermentescible des boues (stabilisation)</i> .....	79
V.2.2.1. <i>La stabilisation aérobie</i> .....	79
V.2.2.2. <i>La stabilisation chimique</i> .....	80
V.2.2.3. <i>La digestion anaérobie (méthanisation)</i> .....	80
V.2.2.3.1. <i>Définition</i> .....	80
V.2.2.3.2. <i>Les phases de la digestion anaérobies</i> .....	80
V.2.2.3.3. <i>Types de digesteurs</i> .....	81
V.2.2.3.4. <i>Dimensionnement de digesteur</i> .....	82
V.2.2.3.5. <i>Calcul de la quantité de biogaz produit</i> .....	85
V.2.3. <i>La déshydratation</i> .....	86
V.2.3.1. <i>Le choix du procédés de déshydrations</i> .....	86
V.2.3.2. <i>Composition d'un lit de séchage</i> .....	86
V.2.3.3. <i>Dimensionnement des lits de séchages [2]</i> .....	87
V.2.3.4. <i>Elimination des boues</i> .....	88
<b>V.3.Conclusion</b> .....	<b>88</b>

## **Chapitre VI : Entretien et exploitation d'une STEP**

<b>VI.1.Introduction</b> .....	<b>89</b>
<b>VI.2.Gestion et exploitation de la STEP</b> .....	<b>89</b>
<b>VI.3.Mesures et contrôles à effectuer au niveau de la station d'épuration</b> ..	<b>89</b>
<b>VI.4.Entretien des ouvrages de la STEP</b> .....	<b>90</b>
VI.4.1. <i>Relevage des effluents</i> .....	90
VI.4.2. <i>Dégrillage</i> .....	90
VI.4.3. <i>Dessablage</i> .....	90
VI.4.4. <i>Dégraissage</i> .....	91
VI.4.5. <i>Décanteur</i> .....	91
VI.4.6. <i>Le bassin d'aération</i> .....	91
VI.4.7. <i>Clarificateur</i> .....	91
VI.4.8. <i>Epaississeur</i> .....	92
VI.4.9. <i>Les lits de séchage</i> .....	92

<i>VI.4.10.Le digesteur</i> .....	92
<b>VI.5.Suivi des paramètres de fonctionnement du bassin biologique</b> .....	92
<i>VI.5.1.Aération des boues</i> .....	92
<i>VI.5.2.Décantation des boues</i> .....	92
<i>VI.5.3.Test de turbidité (Disque de Secchi)</i> .....	93
<i>VI.5.4.Extraction des boues</i> .....	94
<b>VI.6.Conclusion</b> .....	94
<b>Conclusion générale</b> .....	95

## Liste des symboles

$\eta$	: Le rendement.
CF	: Les coliformes fécaux
CH	: La charge hydraulique.
CISEau	: Centre d'information de l'eau.
Cm	: La charge massique.
COT	: Carbone organique total.
COTITEX	: Cotonnière Industrielle et Textile
CSF	: Les clostridium sulfito-réducteurs.
Cv	: La charge volumique.
DBO <sub>5</sub>	: Demande biochimique en oxygène en 5 jours.
DBK	: Draa Ben Khedda.
DCO	: Demande chimique en oxygène.
DVO	: Le déversoir d'orage.
EqH	: L'équivalent habitant.
g	: L'accélération gravitaire.
H	: La hauteur.
HMT	: Hauteur manométrique total.
I <sub>m</sub>	: L'indice de Mohlman.
MEH	: Les matières extractibles à l'hexane.
MES	: Matières en suspension.
MM	: Les matières minérales.
MO	: Les matières organiques.
MVS	: Matières volatiles en suspension.
N <sub>org</sub>	: D'azote organique.
NH <sub>3</sub>	: Ammoniaque.
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	: D'azote ammoniacal.



OMS : Organisation mondiale de la santé.

ORLAC : Organisation Régionale Laiterie Agricole Coopérative

P : Le phosphore

PH : Potentiel d'hydrogène.

Q : Le débit.

RN : Route national.

SAFEG : Société Française d'Etudes et de Gestion.

STEP : La station d'épuration.

T° : La température.

UV : Les ultras violés

ZHUN : Zone d'habitat Urbaine Nouvelle.

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation de la commune et estimation des rejets

<b>Figure I.1</b> : Dessableur-dégraisseur combinée .....	10
<b>Figure I.2</b> : Décanteur primaire racleur entraînement périphérique.....	11
<b>Figure I.3</b> . Schéma représentatif des différents procédés biologiques.....	11
<b>Figure I.6</b> . Synoptique d'une station d'épuration comportant un disque biologique.....	13
<b>Figure I.7</b> . Schéma de principe comportant un disque biologique.....	13
<b>Figure I.8</b> . Synoptique d'une boue activée - aération prolongée.....	14

### Chapitre II : Présentation de la commune et estimation des rejets

<b>Figure II.1</b> : Présentation géographique de la commune DBK.....	18
---	----

### Chapitre III : Inspections de la STEP existante

<b>Figure III.1</b> : vue satellite de la STEP.....	32
<b>Figure III.2</b> : vue générale de la STEP.....	33
<b>Figure III.3</b> : Vue rapprochée de puisard, première prise.....	34
<b>Figure III.4</b> : Vue rapprochée de la chambre de vanne.....	34
<b>Figure III.5</b> : vue générale sur le dessableur.....	35
<b>Figure III.6</b> : vue rapproché sur un bassin d'aération et de décantation.....	36
<b>Figure III.7</b> : Vue rapprochée sur le décanteur secondaire.....	37
<b>Figure III.8</b> : Vue rapprochée sur un lit de séchage.....	38

### Chapitre IV : Dimensionnement de la nouvelle STEP

<b>Figure IV.1</b> : Décanteur primaire circulaire.....	48
<b>Figure V.4</b> : Déversoir classique a seuil latéral.....	69

### Chapitre V. Traitement des boues.

<b>Figure V.1</b> : Epaisseur hersé.....	75
<b>Figure V.2</b> : Mécanisme réactionnel de méthanisation.....	81

**Figure V.3 :** *Schéma représentatif de la chaîne de digestion anaérobie choisie.....82*

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés de traitement

**Tableau I.1 :** *Différents procédés par boues activées selon leur charge massique (Cm)... 15 et leur Charge volumique (Cv).*

**Tableau I.2 :** *Le choix du système de traitement selon le rendement épuratoire..... 15*

### Chapitre II : Présentation de la commune et estimation des rejets

**Tableau II.1 :** *Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales (1996-2012).19*

**Tableau II.2 :** *Humidités moyennes mensuelles (%) relatives à la période [1990-2006]....19*

**Tableau II.3 :** *Les pluviométries moyennes mensuelles (en mm) pendant la période.....20 (1975- 2005).*

**Tableau II.4:***Récapitulatif du recensement Général de la population et de l'habitat.....20 (RGPH 2008).*

**Tableau II.5 :** *Evaluation de la population à l'horizon..... 21*

**Tableau II.6 :** *Les besoins en eau de consommation à long terme (2040)..... 22*

**Tableau II.7:** *Débits moyen journalier d'eau usée de la commune de DBK à long terme... 22*

**Tableau II.8 :** *Récapitulation des résultats de calcul de débit moyen journaliers.....25 des eaux usées au temps sec (domestiques et industrielles).*

**Tableau II.8 :** *calcul de débit moyen horaire à long terme (2040).....25*

**Tableau II.9 :** *Débit de pointe par temps sec à l'horizon (2040).....26*

**Tableau II.10 :** *Les valeurs du coefficient diurne en fonction de l'équivalent habitant.....26*

**Tableau II.11 :** *Résultats de calcul de débit diurne pour l'horizon 2040.....26*

**Tableau II.12 :** *Les valeurs du coefficient nocturne en fonction de l'équivalent habitant.....27*

**Tableau II.13 :** *Calcul de débit nocturne.....27*

**Tableau II.14 :** *débit de pointe par temps de pluie a long terme 2040..... 28*

### Chapitre III : Inspections de la STEP existante

**Tableau III.1:** *Caractéristiques de l'ouvrage d'aération et de stabilisation..... 36*

## Chapitre IV : Dimensionnement de la nouvelle STEP

<b>Tableau IV.1 :</b> <i>les résultats du Dimensionnement du dégrilleur.....</i>	43
<b>Tableau IV.2 :</b> <i>Les paramètres pour l'estimation de la production de graisse et du sable.....</i>	44
<b>Tableau IV.3 :</b> <i>Quantités de graisse et du sable produites.....</i>	44
<b>Tableau IV.4 :</b> <i>Résultats de calcul des paramètres de l'ouvrage.....</i>	46
<b>Tableau IV.5:</b> <i>Récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.....</i>	52
<b>Tableau IV.6:</b> <i>Récapitulation des données de base.....</i>	52
<b>Tableau IV .7:</b> <i>récapitulation des résultats.....</i>	53
<b>Tableau IV.8 :</b> <i>valeur des constantes a' et b' en fonction de Cm.....</i>	55
<b>Tableau IV.9 :</b> <i>La vitesse ascensionnelle maximale en fonction de l'indice de Mohlman <math>I_m</math> .</i>	60
<b>Tableau IV.10 :</b> <i>Le temps de séjours pour les différents débits calculés.....</i>	64
<b>Tableau IV.11 :</b> <i>Les résultats obtenus lors de dimensionnement du stérilisateur.....</i>	68
<b>Tableau IV.12 :</b> <i>Les données hydrauliques à l'entrée du DVO.....</i>	71
<b>Tableau IV.13 :</b> <i>Les données hydrauliques à la sortie du DVO.....</i>	71
<b>Tableau IV.14 :</b> <i>Dimensions du seuil déversoir.....</i>	72

## Chapitre V. Traitement des boues.

<b>Tableau V.1 :</b> <i>les résultats de dimensionnement du l'épaississeur.....</i>	79
<b>Tableau V.2 :</b> <i>L'influence de la température sur le temps de la digestion.....</i> <i>des boues urbaines.</i>	81
<b>Tableau V.3 :</b> <i>Résultats de calcul de digesteur anaérobie et les lits de séchage.....</i>	87

Au moyen âge, les rues étaient couvertes de déchets et les eaux usées domestiques étaient jetées par les fenêtres, A la fin du 18<sup>ème</sup> siècle, le premier réseau de collecte des eaux usées a été créé à Paris. Cependant à cette époque, les réseaux d'égouts n'avaient fait que déplacer la pollution vers les points de rejets. Il faudra attendre la fin du 19<sup>ème</sup> siècle pour comprendre le mécanisme de dégradation des matières organiques. C'est en 1914 que des scientifiques anglais présentèrent un système de bassin dans lequel les eaux usées étaient aérées pour permettre la dégradation des microorganismes. La première station d'épuration était née.

De nos jours, et au niveau mondial, la démographie est en pleine explosion ainsi que les industries et les activités commerciales qui se prolifèrent à des vitesses étonnantes. Tous ces bouleversements entraînent une augmentation des rejets d'eaux usées, en qualité qu'en quantité, d'où le besoin de plus de station d'épuration de plus en plus performantes.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet, il se porte sur le problème d'épuration des eaux usées de la commune de Draa Ben Khedda, wilaya de Tizi Ouzou.

La commune est dotée d'une station d'épuration conçue en 1972, d'une capacité de 1770 m<sup>3</sup>/j. Après quelques années de fonctionnement, cette station a été fermée pour des raisons techniques et financières. Et depuis les eaux usées de DBK sont rejetés directement dans l'oued Sebaou et son effluent oued Bougdoura.

Pour pallier à ce problème et afin de protéger les ressources en eau et éviter tout risque de contaminations ; on a adopté une démarche pour notre travail qui consiste en premier lieu à effectuer une recherche bibliographique sur les eaux usées et les procédés d'épuration. Puis vient une présentation de la commune et l'estimation futures de ses rejets ; une visite sur terrain a été faite dans le but de constater sur les lieux l'état de la STEP existante.

En fin une synthèse sur la situation de l'épuration de DBK d'où vient la proposition d'une solution et l'étude de cette dernière en se basant sur les résultats obtenus des estimations et du jugement porté sur l'état de la station existante.

## **I.1. Introduction**

Les eaux de surface constituent un écosystème où règne une communauté d'êtres vivants qui établissent des relations et interactions entre eux et leur milieu. Dans ce fragile équilibre, un seul facteur de l'écosystème est modifié, et c'est l'équilibre qui est perturbé.

C'est ainsi que la présence ou la surabondance d'un élément dans un écosystème dont il est normalement absent constitue une pollution. Nos eaux usées contiennent de nombreux éléments polluants. Ces polluants s'ils se retrouvent directement dans les milieux naturels, perturbent les écosystèmes.

Les eaux usées nécessitent d'être traitées avant leur évacuation dans le milieu récepteur, la protection de l'environnement en dépend.

## **I.2. Les eaux usées**

### ***I.2.1. Définition***

Une eau usée, appelée encore eau résiduaire ou effluent est une eau qui a subi une détérioration après usage. La pollution des eaux dans son sens le plus large est défini comme « Tout changement défavorable des caractéristiques naturelles (biologiques ou physico-chimiques) dont les causes sont directement ou indirectement en relation avec les activités humaines ».

L'aspect des eaux résiduaires fraîches est celui d'un liquide brun gris avec une odeur typique, mais faible. Durant leur transport, ces eaux se modifient d'autant plus vite que la température est élevée ; elles deviennent noires et dégagent une odeur d'œufs pourris, signe de la présence d'hydrogène sulfureux (H<sub>2</sub>S), dangereux pour les égoutiers et corrosifs pour le béton et les aciers des égouts. Environ un tiers des matières contenues est en suspension, le reste est en solution.

### ***I.2.3 Origine des eaux entrantes en station d'épuration***

Les eaux usées telles que définies dans l'introduction, ont trois origines possibles à s'avoir :

#### ***I.2.3.1. Les eaux domestiques***

Les eaux usées d'origine domestique sont issues de l'utilisation de l'eau (potable dans la majorité des cas) par les particuliers pour satisfaire tous les usages ménagers.

Lorsque les habitations sont en zone d'assainissement collectif, les eaux domestiques se retrouvent dans les égouts. Elles constituent l'essentiel de la pollution et se composent :

Des eaux de cuisine ; des eaux de buanderie, salle de bains et les eaux de vannes (WC).

#### ***I.2.3.2. les eaux industrielles***

Tous les rejets résultant d'une utilisation de l'eau autre que domestique sont qualifiés de rejets industriels. Cette définition concerne les rejets des usines, mais aussi les rejets d'activités artisanales ou commerciales : blanchisserie, restaurant, laboratoire d'analyses médicales, etc.

#### ***I.2.3.3. Eaux de ruissellement***

Les eaux pluviales peuvent, elles aussi, constituer une source de pollution importante 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, elle entraîne des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux

lourds...). Ces eaux sont collectées par un réseau qui peut-être le même que celui qui collecte les eaux usées, ou non.

#### ***1.2.3.4. Les eaux usées de ruissellement agricoles***

Il s'agit de rejets liquides agricoles issus du ruissellement d'eau d'irrigation qui entraînent des engrais, des pesticides, des herbicides ou des rejets organiques dus à un élevage important.

#### ***1.2.4. Compositions des eaux usées (Les eaux usées : un réservoir de polluants)***

La composition des eaux usées est extrêmement variable en fonction de leur origine (industrielle, domestique, etc.). Elles peuvent contenir de nombreuses substances, sous forme solide ou dissoute, ainsi que de nombreux micro-organismes. En fonction de leurs caractéristiques physiques, chimiques, biologiques et du danger sanitaire qu'elles représentent, ces substances peuvent être classées en quatre groupes : les micro-organismes, les matières en suspension, les éléments traces minéraux ou organiques, et les substances nutritives :

Micro-organismes, les bactéries, les virus, les protozoaires, les helminthes.

##### ***1.2.4.1. Les matières en suspension (MES)***

Ce sont des matières biodégradables pour la plupart. Les micro-organismes sont le plus souvent adsorbés à leur surface et sont ainsi « transportés » par les MES. Elles donnent également à l'eau une apparence trouble, une mauvaise odeur. Cependant, elles peuvent avoir un intérêt pour l'irrigation des cultures. Les particules en suspension peuvent, par définition, être éliminées par décantation. C'est une étape simple et efficace pour réduire la charge organique et la teneur en germes pathogènes des eaux usées. Toutefois, un traitement beaucoup plus poussé est généralement requis pour faire face aux risques sanitaires.

##### ***1.2.4.2. Les éléments traces, minéraux ou organiques***

Les micropolluants organiques et non organiques résultent d'une pollution multiple et complexe. Les micropolluants sont des éléments présents en quantité infinitésimale dans les eaux usées. La voie de contamination principale, dans le cas d'une réutilisation des eaux usées épurées, est l'ingestion. C'est la contamination par voie indirecte qui est généralement préoccupante. Ainsi, certains micropolluants, comme les métaux lourds ou les pesticides, peuvent s'accumuler dans les tissus des êtres vivants, et notamment dans les plantes cultivées.

Il peut donc y avoir une contamination de la chaîne alimentaire et une concentration de ces polluants dans les organismes. La crispation actuelle de l'opinion publique à leur sujet, et le manque de connaissances sur leurs effets à long terme incite à analyser avec soin la nature et la présence de ces micropolluants dans les eaux usées.

##### ***1.2.4.3. Les substances nutritives***

Les nutriments se trouvent en grande quantité dans l'eau usée, et constituent un paramètre de qualité important pour la valorisation de ces eaux en agriculture et en gestion des paysages. Les éléments les plus fréquents dans les eaux usées sont l'azote, le phosphore et parfois le potassium, le zinc, le bore et le soufre. Ces éléments se trouvent en quantités appréciables, mais en proportions très variables que ce soit, dans les eaux usées épurées ou brutes. En outre, la présence de matière organique sous différentes formes dans l'eau usée (solides en suspension,



éléments colloïdaux et matières dissoutes) peut, par son effet à long terme sur la fertilité du sol, contribuer également à la stabilité structurale du sol.

### ***1.2.5. Les paramètres de pollutions***

Les eaux contiennent des matières minérales ou organiques en proportions variables selon leur origine. Ces matières peuvent être sous forme solide, colloïdale ou dissoute.

En général, elles contiennent également une multitude d'organismes vivants dont certains peuvent être fortement pathogènes.

#### ***1.2.5.1. Paramètres chimiques***

Les eaux usées sont des milieux extrêmement complexes, ainsi se réfère-t-on à quelques paramètres pour les caractériser.

##### ***1.2.5.1.1. Demande biochimique en oxygène (DBO) [7]***

Elle exprime la quantité des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau. Plus précisément, ce paramètre, exprimé en mg d'oxygène par litre, mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommée au bout de 5 jours. C'est la DBO<sub>5</sub>.

##### ***1.2.5.1.2. Demande chimique en oxygène (DCO)***

La DCO, exprimé en mg d'oxygène par litre, représente la teneur totale de l'eau en matières oxydables. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique ces matières.

##### ***1.2.5.1.3. le carbone organique totale (COT)***

Il représente la teneur en carbone lié à la matière organique et repose en premier lieu sur la mesure de CO<sub>2</sub> après oxydation complète. Cette mesure est rapide et ne nécessite qu'un volume réduit d'échantillon. D'autre part, dans la majorité des cas, l'élimination des matières en suspension est nécessaire avant le dosage.

##### ***1.2.5.1.4. Notions de biodégradabilité [7]***

La biodégradabilité d'une pollution traduit sa propriété à être décomposé par les micro-organismes.

La biodégradabilité est exprimée par un coefficient K donné par la relation suivante :

$$K = \frac{DCO}{DBO_5}$$

Pour une eau usée urbaine, ce rapport est de l'ordre de 2 à 3. L'affluent est considéré alors comme biodégradable.

Si ce rapport est supérieur à 3, l'effluent est peu ou pas biodégradable.

Un coefficient K élevé peut traduire la présence dans l'eau d'éléments inhibiteurs de la croissance bactérienne, tel que les détergents, les phénols, les hydrocarbures etc.

La valeur de coefficient K détermine la filière de traitement à adopter :

- Si l'effluent est biodégradable, on applique un traitement biologique.
- Si l'effluent n'est pas biodégradable, sera un traitement physico-chimique.

#### **1.2.5.1.5. Le potentiel d'hydrogénation (PH)**

Il influence fortement les réactions de dégradation de la matière organique. Si l'eau usée se trouve à un pH neutre ou basique et si les bactéries qui dégradent la matière organique ont une croissance optimale à un pH plus bas, le rendement de la station d'épuration va s'en faire sentir. Il est déterminé à partir de la quantité d'ions hydrogène libre ( $H^+$ ).

#### **1.2.5.2. Caractéristiques minérales**

Elles représentent le résultat d'une évaporation totale de l'eau ; c'est à dire son « extrait sec » constitué à la fois par les matières minérales en suspension et les matières solubles (chlorures, phosphates, etc.).

#### **1.2.5.3. Paramètres physiques**

Ils existent plusieurs paramètres physiques dont on peut citer :

- **La turbidité :** Le caractère trouble d'une eau est dû à la présence de matières en suspension colloïdales de nature minérale ou organique qui ne peuvent pas sédimenter facilement à cause de leurs faibles tailles et masses volumiques.  
L'effet le plus important de la turbidité est sa capacité de protection des bactéries et des virus contre la désinfection.
- **Les couleurs :** Elle est souvent due au déversement de composés chimiques solubles présentant une coloration très marquée (teinturerie, sang d'abattoir etc. ...).
- **Odeur :** L'eau fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde.
- **Température :** Elle joue un rôle fondamental dans toutes les réactions chimiques qui ont lieu dans un milieu liquide. La vitesse de dégradation de la matière organique dans une eau usée est d'autant plus importante que la température est élevée. Son importance se fait surtout sentir dans la cinétique de l'épuration par l'accélération des processus d'épuration quand le milieu biologique s'y prête.
- **Matières en suspension (MES) :** Ce sont des matières solides non dissoutes contenues dans les eaux usées qui sont tenues par filtration ou par centrifugation.

On les subdivise en deux catégories :

- Les matières décantables : qui sont les MES qui se déposent pendant un temps fixé conventionnellement à 2 heures ;
- Les matières colloïdales : qui représentent la différence entre MES et les matières décantables.

- **Matières volatiles en suspensions (MVS) :** Elle représente la fraction organique des matières en suspension et sont obtenues par calcination de ces MES à 25°C pendant 2h.

### ***1.2.6. Caractéristiques biologiques***

Elles sont constituées de micro-organismes (bactérie, virus, algues, protozoaire etc....) et organismes supérieures (vers et insectes aux divers stades de leurs développements).

### ***1.2.7. Estimation des rejets d'eau usée***

Selon le CIS Eau, la pollution journalière produite par une personne utilisant de 150 à 200 litre d'eau est évaluée à :

- 70 à 90 g de matières en suspension (MES) ;
- 50 à 70 g de matières organiques (MO) ;
- 15 à 17 g de matières azotées ;
- 4 g de phosphore (P) ;
- Plusieurs milliards de germes pour 100 ml.

#### ***1.2.7.1. Définition de l'équivalent habitant [7]***

L'équivalent habitant se définit comme étant la pollution produite par habitant et par jour, exprimée en g d'O<sub>2</sub> nécessaire à sa dégradation. On exprime en équivalent habitant non seulement le pouvoir polluant des eaux usées domestique mais aussi ceux des rejets industriels et agricoles.

En Europe, l'équivalent habitant correspond à une pollution de 60 g DBO<sub>5</sub>/j pour une eau brute et 35 g DBO<sub>5</sub>/j pour eau décantée.

#### ***1.2.7.2. Normes de rejets***

On entend par normes de rejets, les valeurs admissibles des paramètres de pollution qui règlementent le rejet des effluents dans le milieu naturel. Ces normes varient d'un pays à un autre en fonction de :

- a) L'état de l'environnement :
  - Potentialités matérielles et humaines, techniques, scientifiques...
  - Flux de la pollution déversée.
  - Nature de la pollution.
- b) Niveau de conscience écologique des autorités concernées par la mise en œuvre de la législation, promulgation des lois et de leurs applications.

Les normes de rejet appliquées en Algérie sont celle de l'OMS, elles sont indiquées dans l'annexe N°1.

### ***1.2.8. Effets de la pollution de l'eau***

Les différentes pollutions de l'eau ont donc des effets néfastes sur la santé des êtres humains, mais aussi sur l'environnement.

Dans cette partie, nous montrerons les conséquences de cette pollution sur l'environnement dans un premier temps et sur la santé de l'être humain dans un deuxième.

### ***1.2.8.1. Sur l'environnement***

La pollution de l'eau contamine les eaux de surface et du littoral, quant à eux, les eaux souterraines sont moins touchées.

Ces pollutions agressent la nature et contaminent les poissons ce qui peut nuire à la santé de l'être humain car ils font partie d'une chaîne alimentaire et que celle-ci est touchée.

Beaucoup d'autres espèces sont touchées, par exemple, des dauphins, des baleines, des tortues meurent à cause des déchets de l'homme.

En effet, ceux-ci s'étouffent à cause des plastiques et/ou des bouteilles. Mais d'autres types de pollutions de l'eau peuvent entraîner leurs morts. Le pétrole, par exemple, provoque de nombreux morts chez les êtres vivants, mais les premiers touchés sont les oiseaux.

Les plantes, elles sont ensevelies et/ou étouffées ce qui empêche la photosynthèse et prive d'oxygène d'autres espèces sous-marines.

Donc nous pouvons constater quels effets a la pollution de l'eau sur l'environnement et, comment une contamination peut avoir plusieurs répercussions et cela dans différents milieux.

### ***1.2.8.2. Sur la santé des êtres humains***

La pollution de l'eau dans le monde est responsable d'un grand nombre de décès chaque année. Une estimation montre qu'environ 2,3 millions de personnes souffrent de maladies imputables (attribuer) à la mauvaise qualité de l'eau.

La santé de l'homme dépend principalement de la qualité de l'eau.

En effet, l'eau est vitale au corps humain car, celui-ci en contient environ 65%. L'eau permet la digestion, l'irrigation et la multiplication des cellules ainsi que l'évacuation des déchets de l'organisme.

Les contaminations sur l'homme peuvent se faire par ingestion, par contact ou par inhalation des vapeurs d'eau ce qui cause des maladies.

En France et dans les pays développés des règles et des normes ont été mises en place.

En effet, il faut respecter des caractéristiques pour pouvoir boire l'eau et éviter les maladies.

## **I.3. Les procédés d'épuration**

Les eaux usées qu'elles soient domestiques ou industrielles, sont collectées via un réseau d'assainissement complexe et véhiculées vers la station d'épuration. On sous entend par épuration des eaux usées, l'ensemble des techniques permettant de restituer au milieu naturel après usage, une eau proche de la qualité de celle qui a été prélevée. Pour cela plusieurs procédés de traitement peuvent être envisageable dans une station d'épuration à s'avoir :

### **➤ Procédés physiques**

Les traitements physiques de l'eau usée visent à la débarrassée des particules grossières tels que débris de bois, gravats et d'autre sable charriés en période pluviale.

➤ Procédés physico-chimiques

Ce sont des procédés utilisant des traitements physiques et chimiques pour éliminer les matières en suspension et réduire ainsi la pollution organique.

➤ Procédés biologiques

Les procédés biologiques permettent la transformation par des micro-organismes des éléments présents sous forme soluble ou colloïdales en éléments floculables en permettant leurs séparations de la phase liquides.

### ***1.3.1. les différentes étapes de traitement***

#### ***1.3.1.1. Le prétraitement***

C'est l'ensemble de procédés physiques ayant pour but d'éliminer la fraction la plus grossière des particules entraînées et de retirer l'effluent des matières susceptibles de gêner les traitements ultérieurs. Les techniques de cette phase sont les suivantes :

##### ***1.3.1.1.1. Le dégrillage***

Au cours de ce procédé, les eaux usées brutes passent à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60° à 80° sur l'horizontal ; elles retiennent les matières les plus volumineuses et flottantes charriées par cette eau. Cette opération est effectuée si possible avant le relevage afin de protéger les pompes ou les vis d'Archimède et de ne pas gêner le fonctionnement des étapes ultérieures du traitement et on a :

- Le pré dégrillage grossier dont les barreaux des grilles sont espacés de 30 à 100 mm ;
- Le dégrillage moyen de 10 à 30 mm ;
- Le dégrillage fin moins de 10 mm.

Pour le dimensionnement hydraulique, on se base sur la vitesse de passage à travers la grille, qui doit être suffisante pour obtenir l'application des matières sur la grille sans pour autant provoquer une perte de charge trop importante, ni entraîner un colmatage en profondeur des barreaux ou un départ des matières avec l'effluent. Généralement les vitesses moyennes de passage admises sont de l'ordre de 0,6 m/s à 1,40 m/s au débit de pointe.

##### ***1.3.1.1.2. Le tamisage***

C'est le même principe avec le dégrillage, sauf que les grilles sont remplacées par des toiles mécaniques ou des tissus ce qui nécessite un débit inférieur.

Le tamisage est en effet un dégrillage poussé, et consiste en une filtration sur toile maillées de différentes dimensions. Il existe deux types de tamisage :

- Le macro-tamisage (mailles supérieures à 0,3 mm) ;
- Le micro-tamisage (mailles inférieures à 10 µ).

### ***1.3.1.1.3. Le dessablage***

Le dessableur est un ouvrage dans lequel les particules denses, dont la vitesse est inférieure à 0,3 m/s, vont pouvoir se déposer. Il s'agit principalement des sables. L'élimination des sables présents dans les effluents brutes est une opération indispensable pour :

- Eviter les dépôts dans les canalisations conduisant à leur bouchage ;
- Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion ;
- Eviter de perturber les autres stades du traitement (surtout au niveau du réacteur biologique) ;
- Réduire la production des boues.

Le dessablage concerne les particules minérales de granulométrie supérieure à 100  $\mu\text{m}$ .

Ce type d'ouvrage est dimensionné à partir des vitesses de sédimentation des particules, évaluées par les lois de Stokes et de Newton. Des abaques fournissent ces vitesses.

#### ***1.3.1.1.3.1. Types de déssableurs***

Il y a plusieurs types de déssableurs suivant la forme du bassin ou la circulation du fluide, on distingue :

- Dessableur à canaux gravitaires :

Ce type de déssableur est utilisé pour capter la particule arrivant en surface, si elle atteint le fond du déssableur avant de pénétrer dans la zone de sortie, dans ce type on trouve le Canal déssableur, dans ce canal le courant doit être réduit environ de 0,3 m/s pour permettre le dépôt des sables, et aussi la longueur du canal déssableur doit autoriser un temps de séjour de 1 à 2 minutes.

- Dessableur à l'effet hydrodynamique (circulaire):

Les sables sont projetés vers les parois et descendent dans une spirale d'axe vertical, le diamètre est de 5 à 15 m et la hauteur du liquide est de l'ordre de 1 m, et la vitesse d'arrivée est de 0,7 à 0,8 m/s. Le temps de séjours (entre 30 à 40 s) réduit ainsi que le volume le favorise sur les autres systèmes.

- Dessableur aéré :

Dessableur aéré, qui est un bassin muni d'un dispositif d'agitation à l'aire comprimé. L'effet de l'aire injecté est d'assurer une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques, et provoque l'apparition d'un mouvement de rotation permettant d'accélérer la sédimentation des sables. Ce type est calculé par un temps de séjour entre 3 et 5 minutes, et avec un volume d'aire injecter égale 1 à 1,5  $\text{m}^3/\text{m}^3$  d'eau, la charge hydraulique CH est de l'ordre de 40 m/h et 70 m/h. pour les particules de diamètre 200  $\mu\text{m}$ . [1]

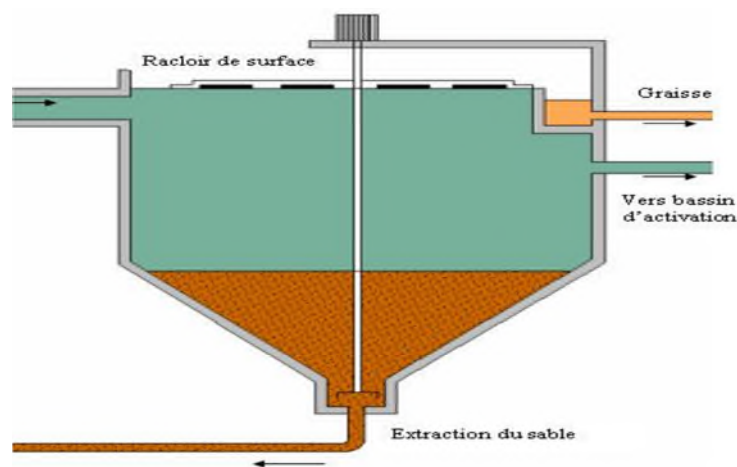
#### ***1.3.1.1.4. Le déshuilage et le dégraissage***

Ce type de prétraitement utilise généralement le principe de la flottation pour l'élimination des huiles. Son principe se base sur l'injection de fines bulles d'air dans le bassin de déshuilage, ce qui permet de faire remonter rapidement les graisses en surface (les graisses sont hydrophobes) et les éliminer ensuite par raclage de la surface ou par surverse (élévation périodique du plan d'eau par fermeture partielle de la vanne de sortie).

Il est important de limiter au maximum la quantité de graisse contenue dans les eaux usées afin d'éviter un encrassement dans les ouvrages en aval. Leur élimination est exigée également pour limiter les problèmes de rejets de particules grasses, les difficultés de décantation ou les perturbations des échanges gazeux. (Cette étape de traitement est recommandée particulièrement en cas de traitement de certaines eaux industrielles fortement chargées ; les graisses éliminées peuvent atteindre les 90%). [1]

#### ***1.3.1.1.4.1. Dessablage-déshuilage***

C'est la combinaison des deux procédés cités préalablement dans un même ouvrage; l'aération pour le dessableur : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage. Les huiles et les graisses sont récupérées à la surface. La figure ci-dessous montre un exemple d'un dessableur circulaire combiné avec un dégraisseur.



**Figure I.1 :** Dessableur-dégraisseur combiné

#### ***1.3.1.2. Le traitement primaire (décantation primaire)***

Après les prétraitements, les effluents conservent une charge polluante dissoute et des matières en suspension. Les procédés de traitement primaire sont physiques, comme la décantation, ou physico-chimique.

##### ***1.3.1.2.1. Procédés de décantation physique***

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

##### ***1.3.1.2.2. Types des décanteurs primaires***

Il existe différents types de décanteurs primaires :

- Décanteur statique à raclage mécanique de boue
- Les décanteurs longitudinaux, très peu répandus car très peu économiques (usure rapide, coût de construction élevé...);
- Les décanteurs circulaires, largement répandus du fait de leur faible coût de réalisation ; la figure ci-dessus illustre un décanteur primaire avec pont raclant à entraînement périphérique.



- Décanteurs statiques sans raclage :
- Les décanteurs lamellaires qui sont de plus en plus utilisés, notamment dans les procédés d'épuration physico-chimiques ;
- Décanteur cylindro-conique ;
- Décanteur à flux horizontal.



Figure I.2 : Décanteur primaire avec pont racleur entraînement périphérique.

### I.3.1.2.3. Procédés physico-chimiques

Les procédés physico-chimiques font appel aux techniques de coagulation-floculation suivi de décantation filtration. La première phase du traitement consiste donc à faire croître les Particules colloïdales (de taille trop faible pour sédiment) à l'aide des agents chimiques appelés coagulants pour les amener à un niveau de taille où elles pourront facilement être séparées par décantation ou filtration.

### I.3.1.3. Le traitement biologique

Le schéma présenté ci-dessous résume la classification des procédés de traitement biologiques

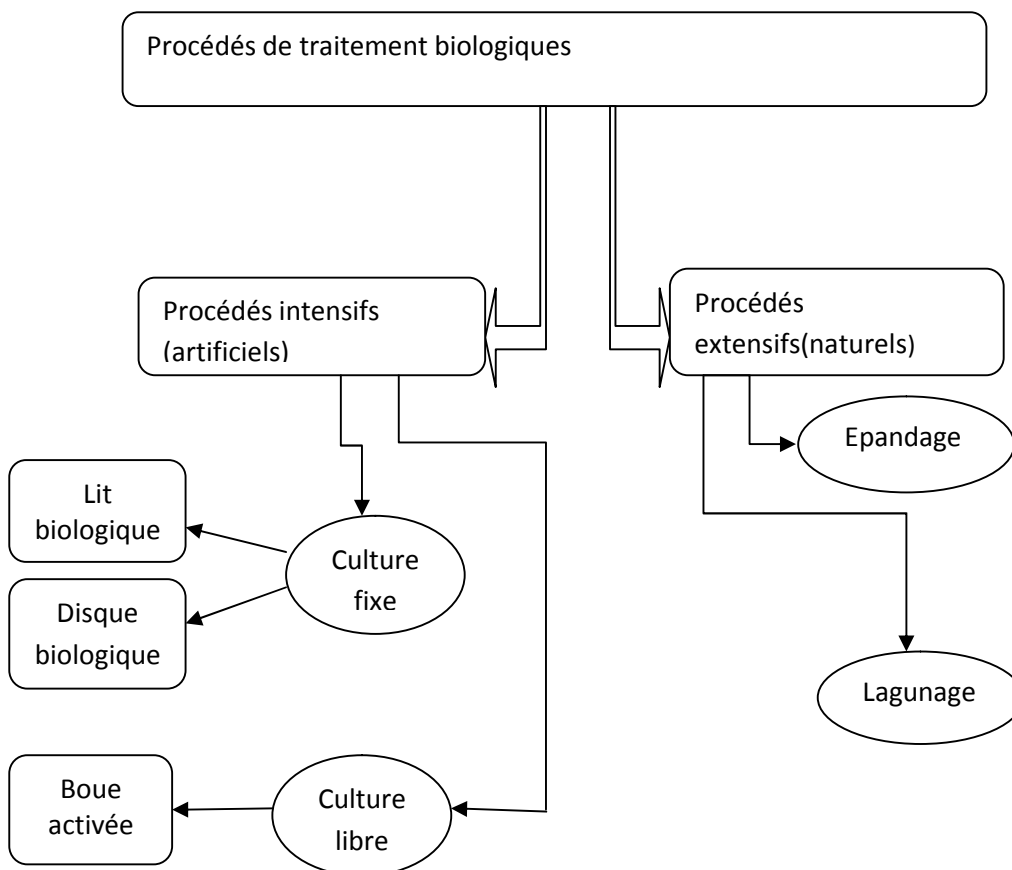


Figure I.3. Schéma représentatif des différents procédés biologiques



***1.3.1.3.1. les procédés extensifs******1.3.1.3.1.1.L'épandage***

C'est un procédé d'épuration d'eaux usées par filtration biologique aérobie à travers un sol perméable. Il consiste à déverser directement les eaux usées sur le sol dont les granulats sont un matériau de support des micro-organismes ; ces derniers servent à dégrader la matière organique polluante. Cette méthode est dangereuse dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent à travers le sol peuvent contaminer les nappes souterraines.

Elle présente par contre l'avantage d'être un procédé simple et très économique, n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation et permettant la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans les effluents. Les figures suivantes présentent des exemples d'amélioration de cette méthode.

***1.3.1.3.1.2. Le lagunage***

Il consiste à déverser les eaux usées dans des plusieurs bassins successifs de faible profondeur, où des phénomènes naturels de dégradation font intervenir la biomasse qui transforme la matière organique.

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique. En fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau.

***1.3.1.3.2. Les procédés intensifs***

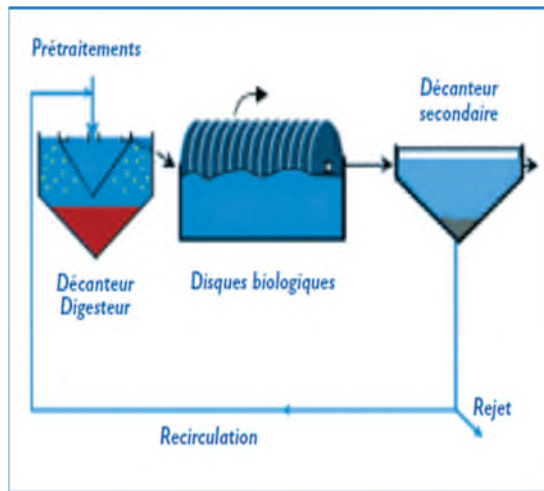
Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs. Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel.

***1.3.1.3.2.1.Culture fixe******1.3.1.3.2.1.1.Lit biologique (bactérien)***

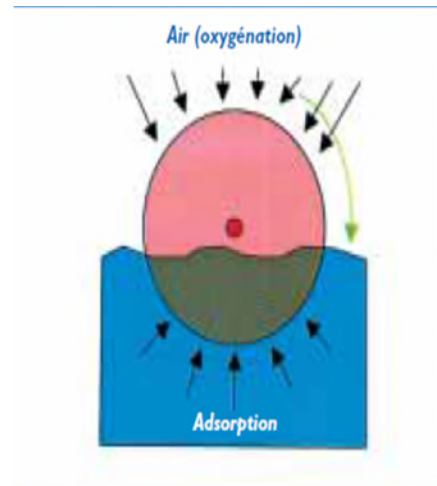
Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs. Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond.

### 1.3.1.3.2.1.2. Le disque biologique

Une autre technique faisant appel aux cultures fixées est constituée par les disques biologiques tournants ; tel que il est illustré dans les figures ci-dessous :



**Figure I.6.** Synoptique d'une station d'épuration comportant un disque biologique



**Figure I.7.** Schéma de principe d'un disque biologique

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

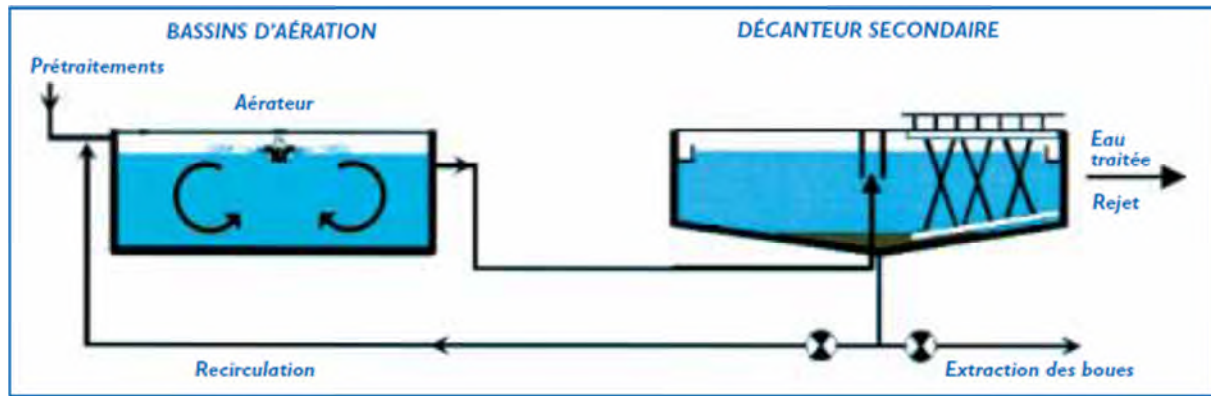
### 1.3.1.3.2.2. Procédé à culture libre (boues activées)

Dans ce procédé la culture bactérienne est maintenue en suspension dans le courant des eaux usées à traiter, il s'agit du procédé à boue activée. C'est le traitement le plus simple et le plus fréquemment utilisé. C'est un procédé qui consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons (boues activées) dans un bassin brassé et aéré, alimenté par l'eau usée à traiter.

#### 1.3.1.3.2.2.1. Principe de fonctionnement

Dans le bassin d'activation l'eau brute est mélangé avec des boues activées et l'oxygénation de ce mélange a lieu par l'air ou l'oxygène pur tout en maintenant un mélange intensif. Durant le séjour du mélange dans le bassin d'aération (d'activation) il y a augmentation de la quantité des boues et en même temps une diminution de matières organiques biodégradables dans l'eau traitée.

Les boues activées avec l'eau constituent soi-disant le mélange activé coule vers le clarificateur ou décanteur secondaire où ils se séparent. Les boues s'épaississent et retournent comme boue de recirculation dans le bassin d'aération. Une partie des boues activées est extraite comme boue en excès. Du clarificateur est évacuée l'eau usée biologiquement épurée.



**Figure I.8.** Synoptique d'une boue activée - aération prolongée

#### I.3.1.3.2. Paramètres de fonctionnement d'un réacteur biologique

En traitement d'eau, un réacteur biologique est caractérisé par quatre paramètres de fonctionnement : la charge massique, la charge volumique, l'indice de Mohlman et l'âge des boues.

- **Charge massique ( $C_m$ )**

La charge massique exprime le rapport entre la masse du substrat polluant ( $DBO_5$ ) entrant quotidiennement et la masse de boue contenue dans le réacteur, elle exprime en ( $Kg\ DBO_5/Kg$  de matière sèche par jour),

$$C_m = \frac{S_0 \cdot Q}{X_t \cdot V}$$

Q : Débit.

$S_0$  : Concentration en substrat polluant.

$X_t$  : Concentration en MVS dans la boue activée.

V : Volume du réacteur.

Cette notion de charge massique est importante car elle détermine le rendement épuratoire ; les faibles charges massiques correspondant à des rendements épuratoires élevés, les fortes charges correspondant à des rendements plus faibles.

- **Charge volumique ( $C_v$ ) :**

La charge volumique traduit le rapport entre la masse journalière de substrat biodégradable apportée par l'effluent brut et le volume du bassin épurateur (réacteur). Elle s'exprime en  $Kg$  de  $DBO_5\ m^3/j^{-1}$ . [5]

$$C_v = \frac{S_0 \cdot Q}{V}$$

Q : Débit.

$S_0$  : Concentration en substrat polluant.

V : Volume du réacteur.

Il est possible de classer les différents procédés par boues activées suivant la valeur de la charge massique et charge volumique,

**Tableau I.1:** Différents procédés par boues activées selon leur charge massique ( $C_m$ ) et leur charge volumique ( $C_v$ ). [5]

Type de charge	Charge massique ( $C_m$ ) Kg de DBO <sub>5</sub> / Kg boue/ jr	Charge volumique ( $C_v$ ) Kg DBO <sub>5</sub> / m <sup>3</sup> / j
Forte charge	0,4 à 1	1,5
Moyenne charge	0,15 à 0,35	0,5 à 1,5
Faible charge	0,1	0,3
Aération prolongée	0,07	0,25

**Remarque :**

On peut classer également ces différents systèmes de traitement selon les rendements épuratoires comme le montre le tableau suivant :

**Tableau I.2:** Le choix du système de traitement selon le rendement épuratoire. [5]

Rendement épuratoire	Système de traitement
$\eta=95\%$	Très faible charge et faible charge
$\eta=90\%$	Moyenne charge
$\eta=85\%$	Forte charge

- **Indice de Mohlmane**

C'est l'indice de décantation des boues. Cet indice définit (en millilitre) le volume de boue activée décanté en 1/2 heure par rapport à la masse de résidu sec de cette boue (en gramme de matières). Il est aussi appelé Indice Volumétrique de Lodo (IVL) ou indice de Boues (IB). L'essai est exécuté dans une éprouvette de 1 litre que l'on remplit d'une liqueur mixte prélevée dans le bassin de traitement biologique, puis on note le volume de boue après 30 minutes.

$$I_m = \frac{V_{30}}{MES}$$

- V : volume occupé par la boue (ml)
- P : poids sec (g)
- Si  $I_m$  inférieur à  $50 \text{ ml} \cdot \text{g}^{-1}$  : mauvaise décantabilité (les floes ne sont pas assez concentrés) ;
- Si  $I_m$  est compris entre  $80 \text{ ml} \cdot \text{g}^{-1}$  et  $150 \text{ ml} \cdot \text{g}^{-1}$  : bonne décantabilité ;
- Si  $I_m$  supérieure à  $150 \text{ ml} \cdot \text{g}^{-1}$  : phénomène de bulking (foisonnement de bactéries filamenteuses).

- **Les besoins en oxygène [17]**

Afin de garantir aux microorganismes des conditions satisfaisantes de croissance tout en assurant un fonctionnement normal, il faut maintenir une concentration en oxygène dans le bassin d'aération supérieur à 2 mg/l en tout temps et quel que soit la charge.

L'oxygène est fourni par un apport d'air, soit par injection d'air dans le milieu liquide par insufflation, soit par projection de l'eau dans l'air par des turbines ou des ponts brosses.

#### ***1.3.1.4. procédé de traitement tertiaire ou complémentaire***

Appelés aussi les traitements complémentaires qui visent l'élimination de la pollution azotée et phosphatée ainsi que la pollution biologique des eaux usées domestiques, ayant déjà subi au préalable des traitements primaires et secondaires qui s'avèrent insuffisants pour arriver au bout de ces polluants. Pour cela les traitements tertiaires s'imposent et deviennent plus que nécessaires, afin de garantir une meilleure protection des milieux naturels récepteurs.

##### ***1.3.1.4. 1. Les mécanismes de l'élimination biologiques des matières azotées***

Dans les eaux usées urbaines l'azote se présente essentiellement sous la forme d'azote organique  $N_{org}$  (urines, protéines) et d'azote ammoniacal  $NH_4^+$ . Dans les stations d'épuration conventionnelles ne visant que l'élimination de la pollution carbonée, seule une fraction de l'azote (environ 20%) est éliminée. Une élimination plus poussée nécessite la mise en place d'une filière de traitement spécifique dite « de nitrification-dénitrification ».

L'azote est l'un des facteurs de dégradation de l'environnement à plusieurs titres :

- l'ammoniaque libre  $NH_3$  est l'un des principaux toxiques inhibiteurs de la vie aquatique ;
- l'ion  $NH_4$  gêne la production d'eau potable (réaction avec le chlore).

##### ***1.3.1.4. 2. Elimination de la pollution phosphorée***

Dans l'eau, le phosphore se retrouve naturellement à l'état minéral mais à faible concentration (0,01 mg/l). Mais l'utilisation " massive " de phosphates dans la fabrication des produits d'entretien et en agriculture pose des problèmes d'équilibre au milieu aquatique. Si les phosphates ne sont pas directement nocifs, leur action est cependant néfaste de par la prolifération des algues qu'ils génèrent à la surface de l'eau limitant considérablement les échanges avec l'air et l'énergie solaire. Il contribue ainsi à l'eutrophisation des eaux.

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

La déphosphoration biologique consiste à provoquer l'accumulation du phosphore dans les cultures bactériennes des boues. Les mécanismes de la déphosphatation biologique sont relativement complexes, et leur rendement variable (en fonction notamment de la pollution carbonée et des nitrates présents dans les eaux usées).

La déphosphoration physico-chimique a pour principe de piéger le phosphore dissous sous forme particulaire. Ce changement de phase a lieu au contact de cations (ions de calcium, magnésium ou ferriques) apportés soit par les eaux usées (précipitation naturelle), soit par ajout de réactifs à base de fer, d'aluminium ou de chaux (précipitation forcée).

Ce procédé, très employé aujourd'hui pour ses nombreux avantages économiques et techniques, a néanmoins l'inconvénient d'engendrer une surproduction de boues.

***1.3.1.4. 3. Elimination des odeurs***

Les eaux usées, chargées en matières organiques particulières et dissoutes, peuvent induire directement ou indirectement, par l'intermédiaire de leurs sous-produits d'épuration (graisses, boues), la formation d'odeurs désagréables suivant un processus de fermentation.

Les odeurs provenant des STEP sont dues aux gaz, aérosols ou vapeurs émises par certains produits contenus dans les eaux usées ou dans les composés se formant au cours des différentes phases de traitement.

Des installations de désodorisation chimique ou biologique sont également mises en place, au sein des stations d'épuration. La désodorisation chimique est la technique la plus utilisée. Les gaz malodorants sont captés puis envoyés dans des tours de lavage, où un liquide désodorisant est pulvérisé. Ces lavages peuvent comporter de la soude, de l'acide et/ou de l'hypochlorite de sodium (eau de javel), réactifs qui captent ou neutralisent les mauvaises odeurs.

On distingue généralement deux types de traitement biologique des odeurs : les bio filtres et les bio laveurs. Dans les premiers, la biomasse est supportée par un plancher spécifique et l'air traverse le massif (souvent de la tourbe). Les seconds réalisent un deuxième filtre grâce à une suspension. La biomasse est libre, et l'épuration se produit dans un réacteur.

***1.3.1.4. 4. La désinfection des effluents***

Ce traitement a pour objectif principal d'améliorer la qualité bactériologique de l'effluent épuré. Il existe différentes techniques (désinfection au chlore, au brome, par l'ozone, par rayonnement UV ou par lagunage).

**I.4. Conclusion**

On pourra donc conclure que l'intérêt d'installation des stations d'épuration se base sur deux grands axes ; d'une part, la dépollution des eaux usées et la protection du milieu récepteur et d'autre part, la production de toute une gamme d'eaux de qualités différentes valables à la réutilisation dans des domaines multiples.



## II.1. Introduction

Comme avant toute élaboration d'un projet, la collecte des données concernant le site est la première chose à faire à fin de mieux cerner le projet, ces dernières sont présentées comme suit :

## II.2. Situation géographique.

La Commune de Draâ-Ben-Khedda est située dans le l'Ouest de la wilaya de Tizi Ouzou, d'une superficie de 3341 ha. Elle est limitée :

Au Nord : Commune de Sidi Naamane ;

A l'Est : Commune de Tizi Ouzou ;

A l'Ouest : Commune de Tademaït ;

Au Sud : Commune de Tirmatine.

La commune est traversée par deux axes importants ; la RN 12 transformée actuellement en voie expresse (« autoroute ») qui assure la liaison Alger-Tizi-ouzou et la RN 25 qui relie Draâ- Ben-Khedda à de Draâ-El-Mizan, ces axes ainsi que la voie de chemin de fer relie DBK aux différents pôles importants de la région, et une superficie de 33,41Km<sup>2</sup>.



Figure II.1 : Présentation géographique de la commune DBK

### II.1.1. Topographie [15]

Les principaux éléments qui constituent l'ossature de la zone sont :

- Les piémonts du massif de sidi Bounab (à 587m) occupent la partie ouest et sud ouest de la commune, leurs versant sont légèrement concave dont les pentes diminuent constamment de haut (>25%) en bas (<5%).
- Les collines de Touarés, occupent l'Est et le Sud-est de la commune, leurs altitudes culminent à 263m à Tadjouimat (Mirabout) avec pentes oscillant entre 3% et 25%.
- La plaine alluviales de Bougdoura-Sébaou qui occupe le centre et le Nord de la commune, l'inclinaison de cette plaine est insignifiante, elle est de l'ordre de 0.5.
- Les pentes inférieures à 0.5% représentent environ 60% de la surface de la commune.

### II.1.3. Hydrologie et Hydrogéologie [15]

La commune de Draa ben khedda, est située juste à l'exutoire du sous bassin versant de Sebt-Sebaou. Ce dernier couvre une superficie 534 Km<sup>2</sup> avec un périmètre de 112 Km. Les formations aquifère de la vallée du Sebaou sont constituées par des dépôts détritiques (remplissage d'un synclinal à cœur miocène ou sont incorporés des argileux discontinus d'âge quaternaire) formé de sable, galets, graviers et limons.

### II.1.4. Climat de la région

La région de DBK s'inscrit dans un climat humide Ce climat est de type méditerrané caractérisé par deux périodes,

- Une humidité à hiver froid dont la moyenne de température est estimée à 10°C et la moyenne de l'humidité relative qui est de l'ordre de 80%.
- L'autre est relativement sec avec une moyenne de température qui est de l'ordre de 27°C et une humidité relative moyenne de 56% enregistrées en mois d'Aout.

#### II.1.4.1. La température de l'air

Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales enregistrée au niveau De la station de DBK de 1996-2012, sont présentées sur le tableau suivant :

**Tableau II.1:** Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales (1996-2012).

Mois T°	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
T° moy	10	11	12	16	20	25	28	28	24	20	15	12	18
T° min	7	6	9	11	14	18	21	22	19	15	11	8	13
T° max	15	17	20	25	26	32	36	36	31	24	20	17	25

Ces données montre que la température minimale est enregistré en mois de janvier (10°C), le maximum est en Aout (28°C) est que la température moyenne annuelle est de 18°C.

#### II.1.4.2. L'humidité relative

L'humidité relative est un élément important du cycle hydrologique ; elle exprime le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Les données de l'humidité relative mensuelle moyenne sont indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau II.2:** Humidités moyennes mensuelles (%) relatives à la période [1990-2006]. [11]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
H <sub>moy</sub> (%)	84,6	81,4	77	74,9	73,3	61,9	55,5	53,6	64	73,4	80,6	84,5	72,1



**II.1.4.3. Les précipitations [17]**

Les précipitations constituent la source principale d'eau dans le sol. Du point de vue météorologique, le terme précipitation recouvre l'ensemble des hydrométéores (pluie, bruine, neige, brouillard ...).

Ils sont un facteur climatique essentiel pour la gestion des ressources en eaux, ainsi la connaissance des pluies journalière et des intensités maximale est primordiales pour dimensionner les collecteurs d'assainissement.

Les données pluviométriques mensuelles moyennes (selon la station météorologique de DBK) sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau II.3 : Les pluviométries moyennes mensuelles (en mm) pendant la période (1975-2005)**  
[11]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
<b>P<sub>moy</sub> (mm)</b>	27,9	55,1	95,6	119	110	86,8	67,3	63,6	43,1	8,3	5,7	7,8	689,4

**II.1.5. Situation démographique [15]**

L'Actualisation de la population a été évaluée sur la base des données du Tableau Récapitulatif Communal (T.R.C) du Recensement Général de la population et de l'habitat (RGPH) arrêté au 30 Avril 2008 représenté dans le tableau ci-dessus. A cet effet la commune de Draa Ben Khedda a atteint en 2008 un nombre de 30889 habitants avec un taux d'accroissement global moyen de 0,728%.

**Tableau II.4:Récapitulatif du recensement Général de la population et de l'habitat**  
(RGPH 2008).

DISPERSION	POPULATION
Agglomération chef-lieu	28 924
Agglomération secondaires	1384
Zone Eparses	581
Total	30 889

Source : RGPH 2008

**II.1.5.1.Estimation de la population future:**

L'évolution des besoins en eau est établie sur la base de l'évolution démographique de la population, dont le calcul s'effectue par la formule dite des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n$$

$P_n$  : population future à l'horizon considéré ;

$P_0$  : population de l'année de référence ;

T : taux d'accroissement annuel de la population est de 0,728% (service des statistique de la commune de Draa ben Khedda) ;

n : intervalle d'année s'éparant  $P_n$  et  $P_0$

**Tableau II.5:** Evaluation de la population à l'horizon.

Dispersion	Population 2008	Population 2015	Population 2040
A.C.L	28 924	30 431	36 481
A.S	1 384	1456	1746
Z.E	581	611	733
<b>Totale</b>	<b>30 889</b>	<b>32 498</b>	<b>38 960</b>

## II.2. Alimentation en eau potable [15]

Les ressources en eau dans la commune de Draa Ben khedda sont assurées par des forages de la nappe d'oued Bougdoura. Le réseau hydrographique est constitué essentiellement de oued Sebaou et l'Oued Bougdoura exploité même pour l'agriculture.

Le réseau d'adduction de la commune de Draa ben khedda est constitue comme suit :

-Trois forages (DR1-DR3-DR4) qui refoule vers le réservoir ( $2 \times 1000 \text{m}^3$ ) pour l'alimentation du chef lieu ;

-Un (01) forage (F1-F2) qui refoule vers la SR  $1500 \text{m}^3$  de Ain faci ;

-Un(01) forage (DR2) qui refoule vers le réservoir  $200 \text{m}^3$  pour l'alimentation de Mouldiouene.

-Boubakour est alimenté à partir de la conduite de Tassadort ;

Un forage situé au nord de la commune au niveau de l'Oued Sebaou destiné pour l'unité industrielle COTITEX.

## II.3. Assainissement des eaux usées et drainages des eaux pluviales [15]

Le réseau d'assainissement est de type unitaire, les rejets sont acheminés vers la station d'épuration.

L'évacuation des rejets de la ZHUN passe par un poste de relevage (HMT=24m, Q=150l/s) situé à la proximité de la RN 25.

A cause de la topographie du terrain les rejets des agglomérations secondaires se font directement vers la nature.

L'unité COTITEX est dotée d'une station d'épuration dont les rejets se font vers l'oued Sebaou après traitement.

Pour remédier à l'inondation du site au niveau de la ZHUN et Touares, un canal à ciel ouvert de forme trapézoïdale est en cours de construction.

## II.4. Activités industrielles existantes et projetées

A coté de sa vocation agricole, D B K dispose de potentialités importantes pour les activités Commerciales, cela offre à la commune un nombre d'emplois important évalué à près de 5500 dans le secteur de l'industrie seulement.

Les principales industries existantes sont :

- La COTITEX,
- L'ORLAC.

En plus de ces industries localisées au niveau de la zone d'étude, la commune de D.B.K. Projeté de recevoir d'autres activités et seront toutes implantées au niveau de la zone d'activité.

## II.5. Estimation des besoins en eau de la commune de DBK

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut se faire avec une grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres variables dans le temps et d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau nécessaires dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipement et de la catégorie du consommateur.

Les besoin en eau sont estimés en fonction de la dotation par jour par habitant aux différents horizons, majorés de 10% afin de faire face aux besoins des équipements projetés.

### II.5.1. Estimation des besoins domestiques à long terme (2040)

Le débit moyen journalier d'eau potable est calculé selon la relation suivante:

$$Q_{\text{moyj}} = \frac{D \times N}{86400} \text{ l/s}$$

-D: la dotation moyenne de consommation

-N: Nombre de population pour l'horizon d'étude (2040).

### II.5.2. Estimation des besoins de consommation des équipements :

Par manque de données, les besoins des équipements sont estimés en utilisant un taux de majoration de 20% des besoins de la population. Selon la DRE de Tizi Ouzou.

**Tableau II.6 :** Les besoins en eau de consommation à long terme (2040)

Désignation	Population (hab.)	Dotation (l/j.hab)	Débit journalier moyen (l/j)	Débit journalier Equipements (l/j)
Agglomération chef lieu	36 481	150	5472150	1094430
Agglomération secondaire	1746	150	261900	52380
Zone Eparse	733	150	109950	21990
total	38960		5844000	1168800

## II.6. Estimation des débits des eaux usées domestique et industrielles de DBK

### II.6.1. Débits des eaux usées rejetées domestiques

La production de l'eau usée est conditionnée par niveau de consommation d'eau ; elle est proportionnelle à la densité du tissu urbain.

Les débits des eaux usées sont calculés à partir des débits moyens journaliers d'eau de consommation multipliée par un coefficient de rejet.

Si l'on considère une perte d'eau d'environ 20%, alors le débit d'eaux rejeté représente environ 80% du volume d'eau potable consommé.

Soit :

$$Q_{\text{moyj}} = Q_{\text{ep}} \times C_{\text{heb}} \times C_s \times C_r \quad [3]$$

$Q_{\text{moyj}}$  : Débit moyen journalier des eaux usées domestiques en l/j.

$C_r$  : Coefficient de rejet pris à 80% de l'eau consommée.

$Q_{\text{ep}}$  : Débit moyen d'eau potable en l/j.

$C_{\text{heb}}$  : Coefficient de pointe hebdomadaire.

$C_s$  : Coefficient de pointe saisonnier.

NB : pour l'Algérie :  $C_{\text{heb}} = 1,05$  ;  $C_s = 1,1$

Le tableau suivant résume les résultats :

**Tableau II.7:** Débits moyen journalier d'eau usée de la commune de DBK à long terme

Désignation	Débit d'eau potable (l/j)	Coefficient de pointe hebdomadaire $C_{\text{heb}}$	Coefficient de pointe saisonnier. $C_s$	Coefficient De rejet	Débit moyen journalier des eaux usées domestiques en l/j	Débit moyen journalier des eaux usées domestiques en m <sup>3</sup> /j
Commune de DBK	5844000	1,05	1,1	0,8	5399856	5399,856

### II.6.2. Débits des eaux usées des équipements

#### II.6.2.1. Rejets industriels de l'unité COTITEX [6]

L'unité COTITEX de DBK exerce son activité dans le domaine du textile; cette activité industrielle est caractérisée par :

- le traitement des fibres naturelles et synthétiques,
- les procédés de teinture,
- l'utilisation de colorants.

L'unité COTITEX de DBK dispose d'une station d'épuration à boues activées couplée à un traitement physico-chimique. Cette station est destinée à traiter complètement les eaux usées de l'unité.

**Remarque**

Les eaux usées industrielles de COTITEX sont traitées par sa propre station d'épuration et ensuite rejeté dans l'oued Sebaou, et pour cela la nécessité de calculer le débit des eaux usées de ce dernier et moins important.

**II.6.2.2. Rejets industriels de l'unité ORLAC [6]**

Les effluents laitiers contiennent une pollution essentiellement organique et sous forme soluble. Les sous produits générés tel que le lactosérum, issue de la production des fromages, constitue la principale charge polluante avec des concentrations très élevées en DBO5 et en DCO. Ce produit, par sa coagulation, cause des obturations des collecteurs et freine ainsi l'écoulement; sa dégradation génère des émanations d'odeurs nauséabondes. Son élimination nécessite un traitement physico-chimique.

L'unité ORLAC ne dispose pas de station d'épuration, les rejets contenant le lactosérum, se déversent directement dans le réseau public.

Pour le traitement des eaux usées de l'ORLAC, plusieurs possibilités peuvent être envisagées:

- Réaliser une STEP au sein de l'unité : celle-ci ne possède pas de terrain d'assiette suffisant dans son enceinte.
- Réaliser simplement une station de neutralisation dans l'unité et ensuite traiter les eaux dans la station d'épuration de DBK.

Et pour cela la nécessité d'estimer les eaux rejetées par l'Unité de ORLAC s'impose.

L'unité ORLAC est alimentée par son propre forage pour une production journalière de 1000 m<sup>3</sup>/j. Les rejets sont estimés à 70 % de la production équivalent à 700 m<sup>3</sup>/j. L'information a été recueillie au niveau de l'unité. [6]

$$Q_{\text{moyji}} = 700 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc l'estimation des rejets des équipements fera comme suit :

$$Q_{\text{req}} = Q_{\text{ceq}} \times C_r = 1168,8 \times 0,8 = 935,04 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Avec :

$Q_{\text{req}}$  : Débit des rejets des équipements (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{\text{ceq}}$  : Débit des eaux de consommation des équipements (m<sup>3</sup>/j).

$C_r$  : coefficient de rejet.

**II.7. Calcule du débit total acheminé vers la STEP**

En plus des eaux usées domestique, la STEP de DBK prendra en charge d'épurée les eaux ressortissante de l'unité de production laitier ORLAC.les résultats de calcul sont représenté dans le tableau ci- dessous.

$$Q_{\text{rt}} = Q_{\text{ro}} + Q_{\text{rd}} + Q_{\text{req}}$$

- Q<sub>rt</sub> : Débit des rejets journalier total (m<sup>3</sup>/j) ;
- Q<sub>ro</sub>: Débit moyen journalier de l'unité industrielle ORLAC (m<sup>3</sup>/j) ;
- Q<sub>rd</sub>: Débit moyen journalier domestique (m<sup>3</sup>/j) ;
- Q<sub>req</sub>: Débit des rejets des équipements.

**Tableau II.7:** Récapitulation des résultats de calcul de débit moyen journaliers des eaux usées au temps sec (domestiques et industrielles).

Désignation	Débites des rejets domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Débit des rejets des équipements (m <sup>3</sup> /j)	Débit des rejets industriels de l'unité ORLAC (m <sup>3</sup> /j)	Débit des eaux usées rejetées total (m <sup>3</sup> /j)
La commune de DBK	5399,85	935,04	700	7034,89

**II.7. 1. Débits moyen horaire (Q<sub>moyh</sub>)**

Le débit moyen horaire est le débit observé à la cour de la journée, mesuré à l'entrée de la station d'épuration ; il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{moyj}}{24}$$

- Q<sub>moyh</sub> : Débit moyen horaire des eaux usées rejeté en m<sup>3</sup>/j.
- Q<sub>moyj</sub> : Débit moyen journalier des eaux usées en m<sup>3</sup>/j.

Les résultats des calculs pour l'horizon 2040 sont représenté dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.8 :** calcule de débit moyen horaire à long terme (2040).

Désignation	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moyh</sub> (m <sup>3</sup> /h)
La commune de DBK	7034,89	293,12

**II.7.2. Débit de point par temps sec (Q<sub>pts</sub>)**

Le débit de point par temps sec est donné par la formule suivante :

$$Q_{pts} = C_p \times Q_{moyh}$$

- C<sub>p</sub> : coefficient de pointe ;
- Q<sub>moyh</sub> : débit moyen horaire des eaux usées en m<sup>3</sup>/h ;
- Q<sub>pts</sub> : Débit de pointe par temps sec en m<sup>3</sup>/h.

Le coefficient de pointe est calculé à partir du débit moyen rejeté :

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyh}}} \quad \text{Si : } Q_{moyj} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \quad \text{Si : } Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s}$$

NB : Sachant que le  $Q_{moyj} > 2.8$  l/s le coefficient de pointe est calculé par la formule :

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyh}}}$$

Le calcul des débits de pointe par temps sec à long terme dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.9 : Débit de point par temps sec à l'horizon (2040)**

Désignation	$Q_{moyh}$ (m <sup>3</sup> /h)	$C_p$	$Q_{pts}$ (m <sup>3</sup> /h)
La commune de DBK	293,12	1,66	486,57

**II.7.3. Estimation de débit diurne**

Le débit diurne est calculé par :

$$Q_d = Q_{moyh} \times C_d$$

$Q_d$  : le débit diurne en l/s

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire exprimé en l/s

$C_d$  : Coefficient diurne, qui est le rapport du débit moyen diurne au débit moyen journalier

$$C_d = \frac{Q_d}{Q_m} ;$$

Les valeurs du coefficient de  $C_d$  sont représentées dans le tableau ci- dessous.

**Tableau II.10 : Les valeurs du coefficient diurne en fonction de l'équivalent habitant.**

Coefficient	Petite ville 10 <sup>4</sup> ÷ 5 × 10 <sup>4</sup> EH	Ville moyenne (10 ÷ 5) × 10 <sup>4</sup> EH	Grand ville 10 × 10 <sup>4</sup> EH
Coefficient diurne	$\frac{24}{16}$	$\frac{24}{18}$	$\frac{24}{20}$

Les résultats des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.11 : Résultats de calcul de débit diurne pour l'horizon 2040**

Désignation	Coefficient de diurne	Débit moyen horaire (m <sup>3</sup> /h)	Débit diurne (m <sup>3</sup> /h)	Débit diurne en (l/s)
La commune de DBK	$\frac{24}{18}$	293,12	389,84	108,28

**II.7.4. Estimation de débit nocturne**

Le débit moyen nocturne est calculé par

$$Q_n = Q_{moyh} \times C_n$$

$Q_n$  : débit moyen nocturne en l/s

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire

$C_n$  : Coefficient de nocturne, qui est le débit nocturne  $Q_n$  au débit moyen journalier

$$C_n = \frac{Q_n}{Q_m}$$

Les valeurs du coefficient de  $C_n$  sont représentées dans le tableau ci- dessous.

**Tableau II.12** : Les valeurs du coefficient nocturne en fonction de l'équivalent habitant.

Coefficient	Petite ville $10^4 \div 5 \times 10^4 \text{EqH}$	Ville moyenne $(10 \div 5) \times 10^4 \text{EqH}$	Grand ville $10 \times 10^4 \text{EqH}$
Coefficient nocturne	$\frac{24}{50}$	$\frac{24}{37}$	$\frac{24}{30}$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci –dessous.

**Tableau II.13** : Calcul de débit nocturne

Désignation	Coefficient Nocturne	Débit moyen horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Débit moyen Nocturne ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Débit moyen nocturne (l/s)
La commune de DBK	$\frac{24}{37}$	293,12	190,52	52,92

### II.7.5. Estimation de débit de pointe par temps de pluie

C'est le débit maximal que peut recevoir la station d'épuration, est pour laquelle cette dernière sera dimensionnée, qui sera régularisé par un déversoir d'orage.

Ce débit est calculé par la relation suivante :

$$Q_{ptp} = \alpha Q_{pts}$$

$Q_{ptp}$  : débit de pointe par temps de pluie en l/s.

$Q_{pts}$  : débit de pointe par temps sec en l/s

$\alpha$  : coefficient de dilution qui est de  $(2 \div 6)$ , mais pris en général égal à 3

$$Q_{ptp} = 3 Q_{pts}$$

Le calcul de débit de pointe par temps de pluie à l'horizon de 2040 est représenté dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.14** : débit de pointe par temps de pluie a long terme 2040.

Désignation	Le coefficient de dilution.	Le débit de pointe par temps sec (l/s)	Le débit de pointe par temps de pluie (l/s)
La commune de DBK	3	135,15	405,47



## II.8. Quantifications des eaux pluviales [6]

Les eaux pluviales de la commune de Draa ben khedda sont estimés à 1673,52 l/s.

A partir de cette valeur ci-dessus et celle de débit des eaux usées à temps sec on estimera le débit maximal pour laquelle le déversoir d'orage sera dimensionné

## II.9. Calcul de l'équivalent habitant [EqH] :

Si on considère qu'un habitant est un équivalent habitant on aura :

Le calcul de l'équivalent habitant est donné par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \text{EqH} &= \frac{(Q_{\text{req}} + Q_{\text{ro}}) \times 1000}{150 \times C_r} + \text{Nombre d'habitant} \\ &= \frac{(935,04 + 700) \times 1000}{150 \times 0,8} + 38960 = 52585,33 \end{aligned}$$

Donc notre STEP est d'une capacité de 53000 EqH .

## II.10. Les charges polluantes

La concentration des charges polluantes varie en fonction du type des différents rejets.

En absence de données réelles sur les caractéristiques des rejets urbains correspondants à notre site et que la majorité des rejets sont des rejets résidentiels ; on prendra les normes des rejets moyennes comme suit :

- DBO<sub>5</sub> : 50 g/hab/j ;
- DCO : 90 g/hab/j ;
- MES : 90 g/hab/j.

Ces paramètres sont justifiés par le fait que ;

- Le réseau d'assainissement est de type unitaire ;
- Eau usées d'origine domestique urbaine.

### II.10.1. Calcul de la charge en DBO<sub>5</sub>

$$\text{DBO}_5 \text{ (Kg/j)} = \frac{50 \times 53000}{1000} = 2650 \text{ Kg / j}$$

Soit une concentration de :

$$\text{DBO}_5 \text{ (mg/l)} = \frac{\text{charge total}}{Q_j} = \frac{2650 \times 1000}{7034,9} = 376,69 \text{ mg / l}$$

**II.10.1.1. Rendement épuratoire attendu**

Le rendement attendu est donné par la formule suivante :

$$\eta = \frac{C_i - C_f}{C_i} \times 100$$

$C_i$  : Concentration en DBO<sub>5</sub> à l'entrée de la station d'épuration (mg/l).

$C_f$  : Norme en DBO<sub>5</sub> à la sortie station d'épuration 30mg/l.

$$\eta = \frac{376,69 - 30}{376,69} \times 100 = 92\%$$

$$R_{ep} = 92\%$$

**II.10.2. Calcule de la charge en MES**

$$\text{MES (Kg/j)} = \frac{90 \times 53000}{1000} = 4770 \text{Kg / j}$$

Soit une concentration de :

$$\text{MES (mg / l)} = \frac{4770 \times 1000}{7034,9} = 678,05 \text{mg / l}$$

**II.10.2.1. Le rendement attendu s'écrit**

$$\eta = \frac{678,04 - 30}{678,04} \times 100 = 95,6\%$$

$$R_{ep} = 95,6\%$$

**II.10.3. Calcule de la charge en DCO**

$$\text{DCO (Kg/j)} = \frac{90 \times 53000}{1000} = 4770 \text{Kg / j}$$

Soit une concentration de :

$$\text{DCO (mg / l)} = \frac{4770 \times 1000}{7034,9} = 678,05 \text{mg / l}$$

**II.10.3.1. Le rendement attendu s'écrit**

$$\eta = \frac{678,05 - 90}{678,05} \times 100 = 86,7\%$$

**II.11. Coefficient de biodégradabilité (K)**

$$K = \frac{DCO}{DBO5} = \frac{4770}{2650} = 1,8$$

$K = 1,8 < 2,5$  Cette valeur montre que les eaux usées sont aptes à l'épuration biologique.

**II.12. Choix du procédé d'épuration.**

Le procédé à boues activées est actuellement le procédé le plus valable d'épuration Biologique des eaux résiduaires. Ses grands avantages sont :

- Sécurité en ce qui concerne le degré d'épuration des eaux traitées, du fait que les facteurs d'influence les plus importants, par exemple apport d'eau résiduaire, et de masse bactérienne (boue activée), sont contrôlables.
- Une plus grande efficacité qu'avec les lits bactériens, du fait que ce procédé est beaucoup moins dépendant de la température.
- Absence totale d'odeurs et de mouches.

Donc, l'épuration par boues activées est la meilleure solution à envisager pour traiter les eaux usées de Draa Ben Khedda, étant donné les caractéristiques de l'effluent et la capacité de traitement ainsi le coefficient de biodégradabilité confirme notre choix.

Pour le choix de la variante de traitement (à faible, à moyenne ou à forte charge), en tenant compte des caractéristiques des eaux brutes et celles des eaux traitées à savoir le rejet inférieur ou égale à 30 mg/l de  $DBO_5$  et dont le rendement est de l'ordre de 93%, nous pouvons envisager la variante par boues activées à moyen charge, car les eaux admis par la station d'épuration sont caractérisées par un taux de MES important, par conséquent les eaux prétraité doive passé par un décanteur primaire.

## **II.13.Conclusion**

Le schéma d'épuration proposé est le suivant :

1-Un prétraitement qui comporte un dégrillage grossier à nettoyage manuel ;

- Un dégrillage fin mécanisé ;
- Un dessablage- déshuilage, combiné aéré.

2-Un traitement primaire qui comporte :

- Un décanteur primaire de type circulaire raclé,

3- Un traitement biologique par boues activées à moyen charge, comportant :

- Un bassin d'aération équipé d'un système d'aération ;
- Une décantation secondaire.

4- Un traitement tertiaire comportant une désinfection des eaux par le chlore dans le cas d'utilisation des eaux épurées pour l'irrigation ou vent de l'eau pour l'arrosage.

5- Un traitement des boues comportant :

- Un épaisseur ;
- Un digesteur des boues ;
- Une déshydratation des boues sur lit de sable.

### III.1.Introduction

De nos jours, devant l'ampleur de l'incidence des eaux polluées sur l'environnement, la santé publique et le développement économique, il s'avère nécessaire d'accorder une plus grande importance à l'évacuation et au traitement de ces eaux. Dans les pays en voie de développement la maîtrise des eaux usées pose souvent problème du fait que la croissance de la population n'est pas souvent en phase avec la politique d'entretien et de développement des ouvrages d'assainissement.

### III.2.Présentation de la STEP de la ville de Draa Ben Khedda [6]

La station d'épuration de la ville de D.B.K est située à la sortie ouest de la ville, en contrebas de la RN12 reliant Alger à Tizi Ouzou. Conçue au cours de l'année 1972 [l'étude a été dressée par SAFEG ; (Société française d'études et de Gestion)]. Actuellement, une seule filière est réalisée pour une capacité de 1 770 m<sup>3</sup> /j ; à long terme et selon l'étude de la SAFEG, elle devra être étendue à 6 240 m<sup>3</sup>/j (projections d'une deuxième filière). Le procédé qui fut retenu est l'épuration biologique par boues activées avec aération prolongée. Sa mise en service remonte à 1974 et sa gestion a été menée par la Direction de l'Hydraulique de Tizi Ouzou à ce jour. Après quelques années de fonctionnement, cette station a été fermée pour des raisons techniques et financières.



Figure III.1: vue satellite de la STEP

### III.3. La base des données du dimensionnement de la STEP :

La station d'épuration de Draa Ben Kheda est destinée à épurer les eaux usées de la ville pour une population équivalente de 14 500 habitants.



**Figure III.2 :** *Vue générale de la STEP*

#### ***III.3.1. Les Charges de pollutions :***

- DBO 5 : 70 g/hab/j,
- Dotation: 250 l/hab/j,
- MES : 100 g/hab/j.

#### ***III.3.2. Les débits :***

- Débit journalier 1770 m<sup>3</sup>/j,
- Débit moyen horaire : 74 m<sup>3</sup>/h,
- Débit de pointe : 220 m<sup>3</sup>/h,

#### ***III.3.3. Filière d'eau :***

La filière eau de la station comprend les ouvrages suivants :

- Un poste de relevage,
- Un dégrillage fin mécanisé,
- Un dessableur,



- Un bassin d'aération équipé de quatre (04) turbines d'aération de surface : le volume de bassin d'aération est relativement grand, donc phénomène tampon très efficace, particulièrement pour les eaux d'abattoir pour un meilleur rendement. Les boues sont stabilisées directement dans le bassin d'aération, d'où une surveillance très réduite, une fiabilité extrême d'exploitation et absence d'odeurs nauséabondes.
- Un décanteur secondaire.

#### ***III.3.4.La filière boues de la station comprend les ouvrages suivants :***

- Une fosse à boues équipée de deux pompes, l'une pour la recirculation des boues dans le bassin d'aération et l'autre pour le pompage des boues en excès vers le bassin de stabilisation aérobie.
- Un bassin de stabilisation aérobie équipé de deux turbines d'aération de surface.
- Des lits de séchage pour la déshydratation des boues à l'air libre.

### **III.4.Diagnostic physique de la STEP**

#### ***III.4.1.Poste de relèvement***

Le poste de relèvement est de forme circulaire pour un diamètre intérieur de 4.06 mètre et une hauteur totale de 5.83 mètre, avec une chambre de vanne accolée. A part le génie civil qui est intact ; les dalettes de couverture et les pompes sont inexistantes, les vannes et les canalisations sont dans un état dégradé.



**Figure III.3 :** *Vue rapprochée de puisard, première prise*



**Figure III.4 :** *Vue rapprochée de la chambre de vanne*

### III.4.2. Dégrilleur – Dessableur

Le dessableur distingué dans l'arrière plan de la figure ci-dessous est équipé de deux couloirs, celui se trouvant sur le côté droit est destiné pour les bassins d'aérations existants, celui de gauche est destiné pour les bassins d'aération projeté dans le cadre de l'étude SAFEG.



Figure III.5: vue générale sur le dessableur

On signale :

- Génie civil intact
- La mécanisation est à refaire

### III.4.3. Ouvrage d'aération et de stabilisation

L'ouvrage d'aération et de stabilisation est composé de 04 bassins de forme carré ayant les caractéristiques suivantes :

Tableau III.1: Caractéristiques de l'ouvrage d'aération et de stabilisation

Désignation	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Volume total (m <sup>3</sup> )
Dimension	9.56	9.56	2.32	4 x 91.39	846.13





**Figure III.6 :** *Vue rapproché sur un bassin d'aération et de décantation*

La figure ci-dessus montre que le bassin d'aération est en assez bon état ; le matériel électromécanique (turbines) est à changer et il faudra aussi reprendre l'installation électrique.

#### ***III.4.4.Décanteur secondaire***

Le décanteur secondaire est de forme circulaire de 19.50 mètre de diamètre, il est muni d'un pont racleur et d'un système de récupération des eaux flottant.



**Figure III.7:** *Vue rapprochée sur le décanteur secondaire*

Comme le montre la photographie ci-dessus ; le génie civil du bassin est resté intact. Il y a aussi à signaler la dégradation du chemin de roulement du pont racleur et apparition des armatures dans certains endroits de la goulotte des eaux épurées.

#### *III.4.5.Lits de séchage*

On dénombre 10 lits de séchage en parallèle de dimension chacun 5 par 20 mètres pour une surface unitaire de 100 m<sup>2</sup> et une profondeur de 50 cm. Le système de filtration est composé d'une couche de gravillon de 20 cm d'épaisseur et d'une couche de sable pour une épaisseur de 15 cm.



**Figure III.8 :** *Vue rapprochée sur un lit de séchage*

On constate le génie civil est en bonne état, une prolifération de la végétation sauvage qui nécessite un désherbage, dysfonctionnement du système de drainage donc une nouvelle couche de sable et gravier à mettre en place.

### **III.5.Considération et analyse des raisons du dysfonctionnement de la STEP**

La mise en service de la station remonte à 1974, après quelques années de fonctionnement, cette station a été fermée pour des raisons techniques et financières.

#### *III.5.1.Raison techniques*

A l'amont : les parties terminales des réseaux d'égouts n'acheminent pas la totalité des débits des eaux usées. Cela s'explique par un manque d'entretien des réseaux induisant l'engorgement des collecteurs, de la mauvaise conception des ouvrages (déversoirs d'orage, regards...), le non-raccordement de certaines parties de réseaux et parfois même une mauvaise réalisation. Il y a lieu aussi de signaler la prolifération des fosses septiques ces dernières années.

### **III.5.2. Les stations proprement dites**

De part leur conception, la plupart des stations suivent un schéma dépassé et surtout assez complexe. Les procédés et les installations sont peu ou pas du tout adaptés aux conditions du climat et du terrain. Les eaux usées traversent la station d'épuration dans le sens hydraulique du terme. Il n'est fait aucune mesure des paramètres essentiels de pollution ni à l'entrée ni à la sortie de la station.

### **III.5.3. Institutionnelles**

La propriété des infrastructures hydrauliques jusqu'à un passé récent, était pratiquement indéfinie ; on l'attribuait à l'Etat. Ce flou institutionnel a créé un vide, où tout le monde est responsable et personne n'est responsable. Cet état de fait s'est répercuté sur la gestion des ouvrages et en particulier sur les stations d'épuration qui sont pratiquement à l'abandon.

### **III.5.4. Financiers[6]**

Pour l'exploitant, les stations d'épuration ont constitué une charge lourde à supporter du fait qu'elles constituent uniquement un poste de dépenses. Ces dépenses concernent les frais de fonctionnement (main d'œuvre, énergie, réactifs et renouvellement des équipements), les frais courants d'entretien et les annuités d'investissement.

## **III.6. Caractéristiques qualitatives des eaux usées de D.B.K**

Toutes les estimations des eaux d'épuration, qu'il s'agisse du projet de station nouvelle ou de réhabilitation de l'existant reposent sur des mesures et analyses effectuées sur des échantillons d'eau prélevés.

Une enquête a été menée par la société d'ingénierie et d'étude techniques AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY dans le cadre d'étude du schéma directeur d'assainissement des centres: Tizi Ouzou (oued Fali) Tadmait, Draâ-Ben-Khedda, Draâ-El-Mizan et Ouadhias ; les conclusions tirées sont les suivantes :

- Le Ph de l'ensemble des échantillons varie entre 6,5 et 7 et la température entre 20 et 28°C ;
- Les valeurs de la DCO sont conformes aux normes des eaux usées domestiques (inférieures à 800 mg/l) ;
- Les valeurs de la DBO sont conformes aux normes des eaux usées domestiques (200 et 400 mg/l) ;
- Les valeurs des MES sont importantes et peuvent atteindre 3187 mg/l et restent donc largement au-dessus des normes des eaux usées urbaines (inférieures à 800 mg/l) ;
- Les teneurs en azote correspondent aux valeurs généralement observées dans le cas des effluents domestiques, soit :
  - Ammoniaques : 12-70 mg/l ;
  - Nitrites et nitrates : traces.

En résumé, les eaux usées présentent un caractère biodégradable pouvant être épuré par un procédé basé sur un traitement biologique à condition que l'unité industrielle (ORLAC) branchée

au réseau d'assainissement et les unités industrielles qu'y seront branchées traitent leurs eaux usées juste à l'aval de l'usine.

### **III.7.Conclusion**

Le taux des MES est largement supérieur à la norme ce qui démontre clairement l'incapacité de la STEP à recevoir une telle charge puisque c'est une station à faible charge.

Le génie civil de la station d'épuration existante est globalement dans un bon état, on propose de garder cette dernière et de la réhabiliter pour un usage ultérieur particulier comme être destinée à épurer des rejets d'une industrie quelconque. Du fait que la STEP existante n'est pas en mesure de dépolluer les eaux usées actuelles de la commune de DBK en terme de qualité que de quantité ; une conception d'une nouvelle station d'épuration sera une solution judicieuse.



## IV.1- Le prétraitement

Le prétraitement des eaux résiduaires urbaines vise à protéger le relèvement de la plus grande quantité possible d'éléments où leurs dimensions constituent un gêne pour les traitements ultérieurs.

### IV.1.1- Dimensionnement de dégrillage

#### IV.1.1.1- Dégrilleur grossier

Les eaux brutes seront prédégrillées dès leur suivie dans la bêche de pompage à l'aide d'une grille grossière à nettoyage manuel. Cette grille comporte des espacements de 50 mm et protégera les pompes contre les corps volumineux susceptible d'être amenés par le collecteur. Les refus de la grille sont remontés manuellement à l'aide d'un râteau.

#### ➤ Calcul de la largeur pour le dégrilleur grossier

Pour le calcul de la largeur de la grille on applique la formule de KIRSCHMER suivante :

$$L = \frac{S \times \sin \alpha}{h_{\max} \times \delta (1 - \beta)}$$

L : largeur de la grille (m)

$\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal,  $\alpha = 60^\circ$

$h_{\max}$  : La hauteur d'eau maximum admissible ( $h_{\max} = 0,5\text{m}$ ).

$\beta$  : Représente la fraction de surface occupée par les barreaux

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

d : Epaisseur des barreaux (d = 10mm).

e : Espacement entre les barreaux (e = 50 mm).

$$\beta = \frac{10}{10 + 50} = 0,17$$

$\delta$  : Coefficient de colmatage de la grille,  $\delta = 0,25$  car la grille est manuelle.

S : La surface de passage de l'eau ( $\text{m}^2$ )

Avec :

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

$Q_{ptp}$  : Débit de pointe par temps de pluie ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

V : Vitesse d'écoulement des eaux usées,  $0,6 < V < 1,4$  m/s (pour un écoulement sans dépôts, ni entrainement de colmatage) ;

L'expression devient alors :

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

$\alpha = 60^\circ$  ;  $v = 1,2\text{m/s}$  ;  $h_{\max} = 0,5\text{ m}$  ;  $\beta = 0,17$  ;  $Q_{ptp} = 0,41\text{ m}^3/\text{s}$  ;  $\delta = 0,25$

Application numérique :

$$L = \frac{0,41 \times \sin 60}{1,2 \times 0,5(1 - 0,17) \cdot 0,25} = \frac{0,41 \times 0,87}{1,2 \times 0,5(1 - 0,17) \times 0,25} = 2,87 \text{ m}$$

➤ **Calcul des pertes de charge**

Selon KIRSCHMER les pertes de charge au niveau de la grille, sont fonction de la forme des barreaux, l'espacement entre les barreaux, la largeur des barreaux, la vitesse d'approche et l'inclinaison de la grille.

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{\beta \times (d)^{\frac{4}{3}}}{e^{\frac{4}{3}}} \times \frac{v^2}{2g} \times \sin \alpha \quad (m)$$

$\Delta H$  : Perte de charge en

$d$  : épaisseur des barreaux d'une grille (m)

$e$  : Espacement entre les barreaux (m)

$V$  : Vitesse d'approche ou vitesse de l'eau devant la grille (m/s)

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

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $g=9,81 \text{ m/s}^2$ )

$\beta$  : Coefficient de forme des barreaux ;

**La Grille grossière avec des barreaux rectangulaires :**

$$\beta = 2,42 ; d = 10\text{mm} ; \alpha = 60^\circ ; e = 50\text{mm} ; v = 1,2 \text{ m/s} ; g = 9,81\text{m/s}^2$$

$$\Delta H = \frac{2,42 \times (10)^{\frac{4}{3}}}{(50)^{\frac{4}{3}}} \times \frac{1,2}{19,62} \times 0,87 = 0,12 \text{ m}$$

• **La Grille grossière avec des barreaux arrondie :**

Dans ce cas :

$$\beta = 1,67 ; d = 10\text{mm} ; e = 50\text{mm} ; v = 1,2\text{m/s} ; g = 9,81\text{m/s}^2 ; \alpha = 60^\circ$$

$$\Delta H = \frac{1,67 \times (10)^{\frac{4}{3}}}{(50)^{\frac{4}{3}}} \times \frac{1,2}{19,62} \times 0,87 = 0,010 \text{ m}$$

**IV.1.1.2- Dégrilleur fin automatique**

Après relèvement l'effluent aboutira à l'extrémité d'un canal de dégrillage équipé d'une grille fine automatique. Cette grille d'espacement entre les barreaux de 15mm et épaisseur de 10mm, permet d'arrêter les matières en suspension échappées à la grille grossière.

Le choix de dégrilleur fin automatique ce justifie par le fait que ce dernier procure l'avantage le plus important et qui est :

- Les exigences de qualité pour la réutilisation des boues imposent un dégrillage fin et Efficace pour assurer l'enlèvement des particules indésirable notamment les morceaux de Plastiques et les chiffons.

➤ **Calcul de la largeur pour le dégrilleur fin automatique**

Pour le calcul de la largeur de la grille fine, on applique la formule de KIRSCHMER.

$$L = \frac{S \times \sin \alpha}{h_{\max} \times \delta (1 - \beta)}$$

$\alpha = 60^\circ$  ;  $v = 1,2 \text{ m/s}$  ;  $Q_{\text{ptp}} = 0,41 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $h_{\max} = 0,5 \text{ m}$  ;  $\beta = \frac{10}{10+15} = 0,4$  ;  $\delta = 0,5$  (grille automatique).

$$L = \frac{0,41 \times 0,87}{1,2 \times 0,5 \times (1 - 0,4) \times 0,5} = 1,98 \text{ m.}$$

➤ **Calcul des pertes de charge pour la grille fin**

- **Pour une grille fin avec barreaux rectangulaire**

Les données de calcul sont les suivants :

$\beta = 2,42$  ;  $d = 10 \text{ mm}$  ;  $e = 15 \text{ mm}$  ;  $\alpha = 60^\circ$  ;  $v = 1,2 \text{ m/s}$  ;  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$$\Delta H = \frac{2,42 \times (10)^{\frac{4}{3}}}{(15)^{\frac{4}{3}}} \times \frac{1,2}{19,62} \times 0,87 = 0,075 \text{ m}$$

- **La Grille fin avec des barreaux arrondis** :  $\beta = 1,67$  ;  $d = 10 \text{ mm}$  ;  $e = 15 \text{ mm}$   
 $v = 1,2 \text{ m/s}$  ;  $\alpha = 60^\circ$  ;  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$$\Delta H = \frac{1,67 \times (10)^{\frac{4}{3}}}{(15)^{\frac{4}{3}}} \times \frac{1,2}{19,62} \times 0,87 = 0,052 \text{ m.}$$

**Remarque**

Pour le choix de la forme des barreaux on opte pour des barreaux où les pertes des charges sont faibles, de ce fait on optera pour des barreaux arrondis dans le cas de la grille grossière avec un nettoyage manuelle et la grille fine automatique.

**IV.1.1.3- Evaluation des refus des grilles**

Pour une eau usée urbaine, la quantité de déchet récupérés par les par les grille par habitant est estimé à :

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

- Le volume des retenues est de : (2 à 5) l/hab.an

$$V_{\min} = \frac{N \times 2 \times 10^{-3}}{365} \text{ m}^3/\text{j} \rightarrow V_{\min} = 0,29 \text{ m}^3/\text{j}$$

N : nombre d'équivalent habitant.

$$V_{\max} = \frac{N \times 5 \times 10^{-3}}{365} \text{ m}^3/\text{j} \rightarrow V_{\max} = 0,73 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{\min} + V_{\max}}{2} \text{ m}^3/\text{j} \rightarrow V_{\text{moy}} = 0,51 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Grille fin arrondis automatique

Volume des matières est de (5 à 10) l/hab.an.

$$V_{\min} = \frac{53000 \times 5 \times 10^{-3}}{365} = 0,73 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\max} = \frac{53000 \times 10 \times 10^{-3}}{365} = 1,45 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\text{moyj}} = \frac{0,73 + 1,45}{2} = 1,09 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement des deux grilles sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau IV.1** : Les résultats du Dimensionnement du dégrilleur

	Type de la grille	
	Grossière d=0,01m, e=0,05m, h <sub>max</sub> =0,5m β = 1,67 V=1,2m/s, α=60° δ = 0,25	Fine d=0,01m, e=0,015m h <sub>max</sub> =0,5m δ =0,5 V=1,2m/s α=60° β = 1,67
Horizon	2040	2040
Nombre de grille (unité)	1	1
Largeur (m)	L= 2,87 m	L = 1,98 m
Pertes de charges (cm) (forme arrondie)	1	5,2
Refus des grilles (m <sup>3</sup> /j)	V <sub>min</sub> = 0,29 m <sup>3</sup> /j V <sub>max</sub> = 0,73 m <sup>3</sup> /j	V <sub>min</sub> = 0,73 m <sup>3</sup> /j V <sub>max</sub> = 1,45 m <sup>3</sup> /j

**IV.1.2. Dessableur-dégraisseur**

Bien que notre eau soit une eau domestique, mais ça n'empêche pas qu'elle contient des graisses et du sable qu'il faut éliminer pour assurer le bon fonctionnement de la chaîne d'épuration. Il est possible d'estimer la quantité, de sable et de graisse, produite par les habitants. En effet, dans la littérature est mentionné qu'un habitant produit entre 5 et 12 litres de sable par an. De plus, la production journalière de graisse, dans les eaux résiduaires



urbaines, est estimée entre 15 à 20 grammes, (exprimé en MEH = matières extractibles à l'hexane) par équivalent-habitant. Vu la forte charge des eaux usées de la ville de DBK le choix d'un dessableur combiné à un dégraisseur s'impose.

**Tableau IV.2 :** Les paramètres pour l'estimation de la production de graisse et du sable.

Paramètre	Intervalle	Valeur choisie
Production de sable (L/hab/an)	5 à 12	8,5
Production de graisse (g/hab/j)	15 à 20	17,5
Densité sable	/	1,7
Densité graisse	/	0,9

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus.

**Tableau IV.3 :** Quantités de graisse et du sable produites

Paramètres	Valeurs
Volume annuel du sable produit (m <sup>3</sup> /an)	331,160
La masse annuelle du sable produite (Kg/an)	496,74
Volume annuel de graisse produite (m <sup>3</sup> /an)	681,8
La masse annuelle de graisse produite (Kg/an)	613,62

### Remarque

Les déchets graisseux représentent une part importante de la pollution organique, ils correspondent à 35 % de la DCO totale à traiter.

Les estimations montrent que le volume du sable produit et de graisse sont assez important ; d'où vient notre choix d'un ouvrage combiné : dessableur-dégraisseur cylindro-conique avec une pente de stockage du sable à 50°.

#### IV.1.2.1. Dimensionnement dessableur-dégraisseur

On a :

- Le débit de pointe à temps de pluie :  $Q_{ptp} = 1459,692 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- Le temps de séjour pour le dégraisseur est généralement pris entre 10 et 20 min ; pour notre projet la valeur retenue est :  $T_s = 10 \text{ min}$  ;
- Le temps de séjour des dessableur est généralement pris entre 3 et 5 min ;
- La vitesse ascensionnelle pour le dessableur est généralement prise entre 10 et 20 m/h ; la valeur retenue est :  $V = 15 \text{ m/h}$
- La charge hydraulique (la vitesse de chute des particules) appliquée Pour le calcul du dessableur est de l'ordre de 40m/h à 70m/h.

### Remarque

Au vu des données de bases du dimensionnement des deux ouvrages, il est clair que les valeurs du dimensionnement de cet ouvrage combiné seront celles du dégraisseur. Vu que le temps de séjour couramment utilisé pour les dégraisseurs est supérieur à celui requis pour les

dessableurs ; et que la vitesse de chute dans ces derniers est assez importante, ce qui ne pose donc aucun problème pour le dépôt des sables.

**IV.1.2.1.1. Calcul de la surface de l'ouvrage**

$$V_a = \frac{Q_{ps}}{S} \Rightarrow S = \frac{Q_{ptp}}{V_a}$$

$Q_{ptp}$  : débit de pointe par temps de pluie (m<sup>3</sup>/h) ;

$V_a$  : Vitesse ascensionnelle (m/h).

$$S = \frac{1459,692}{15} = 97,31 \text{ m}^2$$

**IV.1.2.1.2. Calcul de la largeur(b) et de la longueur(L)**

Ce qui revient à dire:

$$b = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{97,31}{2}} = 6,97 \text{ m}$$

Donc la largeur est : b= 7m et la longueur est : L= 2×7=14 m.

**IV.1.2.1.3. Calcul du volume de l'ouvrage**

Le temps de séjours est égal au rapport  $\frac{\text{volume}}{Q_{ptp}}$  donc  $V_{oi} = T_s \times Q_{ptp}$

$$V = \frac{10 \times 1459,69}{60} = 241,61 \text{ m}^3$$

Le volume de l'ouvrage est de : 241,61 m<sup>3</sup>.

**IV.1.2.1.4. Calcul de la hauteur(H)**

$$H = \frac{V}{S} = \frac{241,61}{97,31} = 2,48 \text{ m}$$

Donc la hauteur de l'ouvrage est : 2,5 m.

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

**TableauIV.4:** résultats de calcule des paramètres de l'ouvrage

paramètres	valeur
la surface en (m <sup>2</sup> )	97,31
Le volume en (m <sup>3</sup> )	241,61
La longueur en (m)	14
La largeur en (m)	7

#### IV.1.2.2. calcul du temps de séjour au temps sec

Pour le débit de pointe par temps sec :

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

V : le volume du dessableur-dégraisseur

$Q_{pts}$  : le débit de pointe à temps sec qui est de 486,57 m<sup>3</sup>/h

Le temps de séjour en période sec est :  $T_s = 0,49 \text{ h} \approx 30 \text{ min}$ .

#### IV.1.2.3. Bilan de substances éliminées dans la phase dessablage-dégraissage

On considère :

- Les matières minérales (MM) représentent 30 % des matières en suspension (MES) total ;
- Les matières volatiles en suspension (MVS) représentent 70% des MES total ;
- Le dessableur élimine 70 % des (MM) ;
- La quantité de  $DBO_T$  reste la même, de la même que MVS.

##### ➤ Les matières minérales éliminées (MMe):

$$[MM]_e = 0,3 \times 0,7 \times [MES] = 0,3 \times 0,7 \times 678,05 = 0,14273 \text{ Kg.m}^{-3}$$

$$MM_e = 0,7 \times 0,3 \times MES = 0,7 \times 0,3 \times 4770 = 1001,7 \text{ Kg.j}^{-1}$$

##### ➤ Les matières en suspension (MES)<sub>s</sub> à la sortie de l'ouvrage

$$[MES]_s = 0,3 \times 0,3 \times [MES] + [MVS] = 0,3 \times 0,3 \times 678,5 + 0,7 \times 678,5 = 536,015 \text{ mg/l}$$

$$MES_s = MM_{\text{réstant}} + MVS = 0,3 \times 0,3 \times 4770 + 0,7 \times 4770 = 3768,3 \text{ Kg.j}^{-1}$$

Avec :  $Q_{rt}$  : le débit total journalier des eaux usées

#### IV.1.2.4. Quantité d'air à injecter dans le bassin

Il faut injecter un volume de 1 à 1,5 m<sup>3</sup> / m<sup>3</sup> d'eau usée :

$$Q_{\text{air}} = Q_{\text{ptp}} \cdot V = 35032,6 \times 1,3 = 45542,38 \text{ m}^3 \cdot \text{j}^{-1}$$

$Q_{\text{air}}$  : le débit journalier d'air à injecter en (m<sup>3</sup> .j<sup>-1</sup>);

$Q_{\text{ptp}}$  : Le débit des eaux usées de pointe à temps de pluie (m<sup>3</sup> .j<sup>-1</sup>) ;

V : le volume d'air à injecter en (m<sup>3</sup> / m<sup>3</sup> d'eau usée).

#### Remarque : [10]

Le dessableur-dégraisseur proposé, se distingue avec ses 03 zones :

- Zone aérée où se synthétisent les graisses ; les sables et les matières lourdes se décantent au fond de l'ouvrage ;
- Zone calme réservée à la récupération des huiles et graisses en surface ;
- Zone du pont racleur combiné : il se sera mené des pompes pour extraire les sables décantés au fond de l'ouvrage, et un racleur pour curer les graisses flottantes en surface vers l'extrémité de l'ouvrage et extraites par poussée sur un plan incliné à déversoir immergé vers la zone de récupération.

## IV.2. Traitement primaires

### IV.2.1. Introduction

La décantation est une opération unitaire, parmi les techniques de séparation liquide solide basées sur le phénomène de sédimentation, qui consiste à séparer d'un liquide les particules en suspension en utilisant les forces gravitaires.

Les procédés mis en œuvre diffèrent selon que l'on recherche seulement à augmenter la concentration des solides ou que l'on vise à obtenir un liquide clair à partir d'une suspension diluée (clarification).

La décantation processus essentiel du traitement primaire, a pour but :

- De retenir une fraction importante de la pollution organique,
- D'alléger la charge du traitement biologique ultérieur,
- De réduire les risques de colmatage des systèmes de traitement biologique par culture fixes « lits bactériens, disques biologiques »,
- D'éliminer 30 à 35 % de la DBO<sub>5</sub>, 60 % des MES et 90 % des matières décantables.

### IV.2.2. Les différents types de décanteurs

- Décanteur cylindro-conique
- Décanteur à flux horizontal
- Décanteur circulaire

### IV.2.3. Dimensionnement de décanteur primaire

#### IV.2.3.1. Données pour le calcul du décanteur

Le calcul du décanteur se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et le charge d'effluent en pollution.

Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. Si la durée > 2<sup>h</sup> (2,5 maximum) il y'a risque de fermentation et les bulles gazeuses tendent à faire remonter les boues déposées.

La vitesse limitée de chute est donnée par la relation : [4]

$$V_{lim} = \frac{Q_{ptp}}{S_h}$$

$Q_{ptp}$  : Débit par temps de pluie (m<sup>3</sup>/h) ;

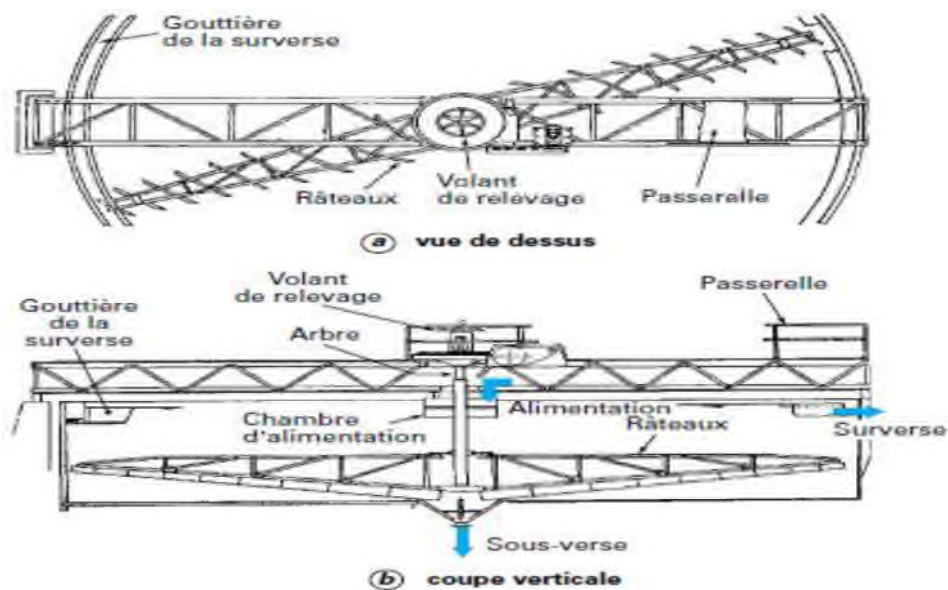
$S_{h\ dec}$  : Surface horizontal du décanteur (m<sup>2</sup>).

Pour la station de Draa Ben khedda, on opte pour un décanteur primaire circulaire raclé, le fond de l'ouvrage possède une très légère pente vers le centre pour Faciliter la collecte des boues déposées récupérés par raclage permanent et pompage.

L'utilisation d'ouvrage circulaire a plusieurs avantages, ce qui explique leur généralisation :

- Plus faible cout de génie civil ;
- Possibilité d'extraire les boues en un seul point ;
- Meilleurs rendement que les décanteurs rectangulaires, surtout pour les ouvrages de grande taille.

Pour le décanteur de géométrie circulaire, la charge hydraulique maximale est de 2,5m/h et on prendra le  $T_s = 1,5h$ .



**Figure IV.1:** Décanteur primaire circulaire.

#### IV.2.3.2. Volume du décanteur

$$V = Q_{ptp} \times T_s$$

$V$  : volume de décanteur primaire en  $m^3$

$Q_{ptp}$  : Débit par temps de pluie ( $m^3/h$ ) qui est = 1459,692  $m^3/h$  ;

$T_s$  : temps de séjours en h qui est = 1,5 h;

Application numérique :

$$V_{dec} = 1459,692 \times 1,5 = 2189,538 \text{ m}^3$$

#### IV.2.3.3. Calcul du volume unitaire de décanteur primaire

Le nombre de décanteur à prévoir est de 2,  $N = 2$

$$V_{u\ dec} = \frac{V_{dec}}{N}$$

$V_{u\ dec}$  : Volume unitaire du décanteur primaire,

$V_{dec}$  : Volume du décanteur primaire ;

$N$  : Nombre de décanteur prévus.

$$V_{u \text{ dec}} = \frac{2189,538}{2} = 1094,77 \text{ m}^3$$

#### IV.2.3.4. La surface horizontale du décanteur

$$S_h = \frac{Q_{\text{ptp}}}{V_{\text{lim}}}$$

$S_h$  : Surface horizontale de décanteur (m) ;

$Q_{\text{ptp}}$  : Débit par temps de pluie (m<sup>3</sup>/h) D'où  $Q_{\text{ptp}} = 1459,692 \text{ m}^3/\text{h}$  ;

$V_{\text{lim}}$  : vitesse limite de chute (vitesse ascensionnelle) est de 2,5 m/h.

Application numérique :

$$S_{h \text{ dec}} \frac{1459,692}{2,5} = 583,88 \text{ m}^2$$

##### IV.2.3.4.1. Calcul de la surface unitaire horizontal

$$S_{u \text{ h}} = \frac{S_{h \text{ dec}}}{N_{\text{dec}}}$$

$S_{u \text{ h}}$  : Surface unitaire horizontal en m<sup>2</sup> ;

$S_{h \text{ dec}}$  : Surface total de décanteur m<sup>2</sup> ;

$N_{\text{dec}}$  : Nombre de décanteur primaire prévu.

$$S_{u \text{ h}} = \frac{583,88}{2} = 291,94 \text{ m}^2$$

##### IV.2.3.4.1.1. Calcul du diamètre du décanteur primaire

$$D_{u \text{ dec}} = \sqrt{\frac{4 \times S_{u \text{ h}}}{\pi}}$$

$D_{u \text{ dec}}$  : Diamètre unitaire du décanteur en m ;

$S_{u \text{ h}}$  : surface unitaire horizontale en m<sup>2</sup>.

$$D_{u \text{ dec}} = \sqrt{\frac{4 \times 291,94}{3,14}} = 19,28 \text{ m}$$

##### IV.2.3.4.1.2. La hauteur unitaire du décanteur

$$h_u = \frac{V_{u \text{ dec}}}{S_{u \text{ h}}}$$

$V_{u \text{ dec}}$  : Volume unitaire de décanteur primaire en m<sup>3</sup> ;

$S_{u \text{ h}}$  : Surface unitaire horizontale du décanteur en m<sup>2</sup> ;

$h_u$  : la hauteur unitaire de décanteur en m.

$$h_u = \frac{1094,77}{291,94} = 3,75 \sim 4 \text{ m}$$

**IV.2.3.4.1.3. Détermination de temps de séjours**

Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V_{\text{dec}}}{Q_{\text{moyh}}}$$

$T_s$  : Le temps de séjours en heure ;

$V_{\text{dec}}$  : Volume de décanteur primaire en  $\text{m}^3$  ;

$Q_{\text{moyh}}$  : Débit moyen horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$  qui est =  $293,12 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$T_s = \frac{2189,538}{293,12} = 7\text{h}28\text{ min}$$

- Pour le débit de pointe par le temps de pluie

$$T_s = \frac{V_{\text{dec}}}{Q_{\text{ptp}}}$$

$T_s$  : Le temps de séjours en heure ;

$V_{\text{dec}}$  : Volume de décanteur primaire en  $\text{m}^3$  ;

$Q_{\text{ptp}}$  : Débit de pointe par temps de pluie en  $\text{m}^3/\text{h}$  qui est =  $1448,107\text{m}^3/\text{h}$ .

Application numérique :

$$T_s = \frac{2189,538}{1459,692} = 1\text{h}30\text{ min}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V_{\text{dec}}}{Q_{\text{pts}}}$$

$T_s$  : Le temps de séjours en heure ;

$V_{\text{dec}}$  : Volume de décanteur primaire en  $\text{m}^3$  ;

$Q_{\text{pts}}$  : Débit de pointe par temps de pluie en  $\text{m}^3/\text{h}$  qui est =  $486,57 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Application numérique :

$$T_s = \frac{2189,538}{486,57} = 4\text{h}30\text{ min}$$

**IV.2.3.5. Calcul des quantités de charges éliminées**

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de :

35% de  $\text{DBO}_5$  ;

60% de MES.

**IV.2.3.5.1. Charge à l'entrée du décanteur primaire**

$DBO_5 = 2650 \text{ Kg/j}$  ;

$MES = 3768,3 \text{ Kg/j}$ .

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

$DBO_{5e} = 0,35 \times DBO_5 = 927,5 \text{ Kg/j}$ .

$MES_e = 0,6 \times MES = 2260,98 \text{ Kg/j}$ .

$MM_e = 0,3 \times MES_e = 678,294 \text{ Kg/j}$ .

$MVS_e = 0,7 \times MES_e = 1582,7 \text{ Kg/j}$ .

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

$MES_s = MES - MES_e = 1507,32 \text{ Kg/j}$

$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 1722,25 \text{ Kg/j}$

$MM_s = 0,3 \times MES_s = 452,196 \text{ Kg/}$

$MVS_s = 0,7 \times MES_s = 1055,124 \text{ Kg/j}$

Tous les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.5: Récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.**

Décanteur primaire	Unité	2040
Nombre de décanteur	-	2
Volume	m <sup>3</sup>	2172,161
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	572,24
Diamètre unitaire	m	19,1
Hauteur unitaire	m	4



### IV.3.Traitement biologique

#### IV.3.1.Dimensionnement du bassin d'aération :

Les données de bases à l'entrée du bassin d'aération sont données dans le tableau ci-dessus

**Tableau IV.6:** Récapitulation des données de base.

Données de base	Unités	2040
Capacité de la STEP	EqH	53000
DBO <sub>5</sub>	g/hab/j	50
MES	g/hab/j	90
Débit moyen journalier	m <sup>3</sup> /j	7034,89
Débit moyen horaire (Q <sub>moyh</sub> )	m <sup>3</sup> /h	293,12
Débit de pointe par temps sec (Q <sub>pts</sub> )	m <sup>3</sup> /h	486,57
Débit de pointe par temps de pluie (Q <sub>ptp</sub> )	m <sup>3</sup> /h	1459,69
Charge journalière en DBO <sub>5</sub>	Kg/j	1722,25
Concentration en DBO <sub>5</sub>	mg/l	244,8
Charge journalière en MES	Kg/j	1507,32
Concentration en MES	mg/l	214,29
population	hab	38960
Type de réseau	/	Unitaire

#### IV.3.1.1.Les paramètres de fonctionnement d'un réacteur biologique

Notre station est une STEP à moyenne charge.

La charge massique est défini dans l'intervalle suivant :  $0,15 < C_m < 0,35$  kg DBO/kg MVS/j ;

Pour notre projet on retient :  $C_m = 0,25$  ;

La charge volumique est défini dans l'intervalle suivant :  $0,5 < C_v < 1,5$ kg DBO/m<sup>3</sup> /j ;

On retient :  $C_v = 1$  ;

Charge polluante en DBO<sub>5</sub> à l'entrée du bassin d'aération :  $L_o = 1722,25$  Kg/j ;

Concentration de l'effluent en DBO<sub>5</sub> à l'entrée du bassin d'aération:  $S_o = 244,8$ mg/l ;

Charge polluante à la sortie  $L_f = 211,04$  Kg/j ;

$L_f = 30 \times Q_{mj} = 211,04$  Kg/j.

Concentration de l'effluent à la sortie :  $S_e = 30$ mg/l.

#### IV.3.1.2.La charge organique à éliminer

$$L_e = L_o - L_f$$

$$L_e = 1722,25 - 211,04$$

$$L_e = 1511,21 \text{ Kg/j.}$$

Pour sortir avec une norme de 30mg /l, on doit éliminer 1511,21Kg de pollution organique

**IV.3.1.3. Volume total des bassins (Vt)**

$$V_t = \frac{L_e}{C_v} = \frac{1511,21}{1} = 1511,21 \text{ m}^3$$

Le volume total du bassin projeté sera : 1520 m<sup>3</sup>.

On projettera deux bassin d'aération à une capacité de 760 m<sup>3</sup> chacun.

**IV.3.1.4. Calcul des dimensions de chaque bassin :**

**IV.3.1.4.1. La hauteur (H)**

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

H = 4,5 m et 0,5 m pour le débordement

**V.3.1.4.2. La surface horizontale (S<sub>h</sub>)**

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{760}{5} = 152 \text{ m}^2$$

**V.3.1.4.3. La largeur (B) et la longueur (L)**

On admet le rapport entre la longueur et la largeur qui est le suivant :

$$L = 2 \times B ; S_h = 2 \times B^2 \text{ donc } B = \sqrt{\frac{S_h}{2}}$$

$$B = 8,71 \text{ m} \approx 9 \text{ m}$$

On déduit la longueur du bassin :

$$L = \frac{S_h}{B} ; \text{ Alors } L = 16,88 \text{ m} \approx 17 \text{ m.}$$

Les résultats des dimensions des bassins sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV .7: récapitulation des résultats**

Paramètres	Volume (V) en (m <sup>3</sup> )	Hauteur (H) en (m)	Surface (S) en (m <sup>2</sup> )	Largeur (B) en (m)	Longueur (L) en (m)	Nombre de bassin
dimension	760	5	152	9	17	2

**V.3.1.5. calcul des paramètres de la boue dans les bassins**

**V.3.1.5.1. Concentration en boues dans chaque bassin (X<sub>a</sub>)**

$$X_a = \frac{L_e}{V_t \times C_m} = \frac{\frac{1}{2} \times L_e}{\frac{1}{2} \times V_t \times C_m}; X_a = 3,97 \text{ g/l.} \approx 4 \text{ g/l.}$$

**Vérification :**

La concentration en boues dans l'aérateur peut être déterminée par le rapport :

$$X_a = \frac{C_v}{C_m} = \frac{1}{0,25} = 4 \text{ g/l}$$

**IV.3.1.5.2. La masse de boue dans les bassins (M)**

$$M_t = X_a \times V ; M_t = 6080 \text{Kg}$$

**V.3.1.5.3. Les temps de séjour (T<sub>s</sub>)**

- Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moyh}}}; T_s = 5,18 \text{ h} \approx 5 \text{ h et } 11 \text{ min.}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec:

$$T_{s'} = \frac{V}{Q_{\text{pts}}}; T_s = 3,12 \text{ h} \approx 3 \text{ h et } 8 \text{ min.}$$

- Pour le débit de pointe par le temps de pluie :

$$T_{s''} = \frac{V}{Q_{\text{ptp}}}; T_s = 1,04 \text{ h} \approx 1 \text{ h et } 3 \text{ min.}$$

**IV.3.1.5.4. Besoins théoriques en oxygène**

Les besoins théoriques en oxygène sont donnés par :

$$q_{O_2} = a' \times L_e + b' \times M_t$$

L<sub>e</sub> : La pollution à éliminer (Kg DBO<sub>5</sub>) ;

M<sub>t</sub> : Masse totale de boues dans les bassins d'activation (Kg) ;

a' : coefficient respiratoire pour la synthèse cellulaire pour une eau domestique ;

b' : Consommation d'oxygène pour le métabolisme endogène par gramme de matière active pour une eau domestique ;

Des valeurs empiriques de ces coefficients en fonction de la charge massique sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8 : valeur des constantes a' et b' en fonction de Cm**

Cm	0,035	0,065	0,09	0,15	0,30	0,60	0,90
a' (kg/O <sub>2</sub> )	0,7	0,7	0,7	0,68	0,65	0,60	0,50
b' (kg/O <sub>2</sub> )	0,055	0,060	0,070	0,075	0,085	0,1	0,14

Pour notre cas  $cm=0.25$  en faisant une interpolation entre les deux valeurs 0,15 et 0,30 on retrouve :  $a' = 0,66$  et  $b' = 0,081$  [2]

$$AN: q_{O_2} = 0,66 \times 1511,21 + 0,081 \times 6080 = 1489,87 \text{ Kg d'O}_2/\text{j.}$$

Ce qui revient à dire que pour chaque bassin d'aération les besoins en oxygène sont  $\frac{1}{2} \times q_{O_2}$

#### IV.3.1.5.5. La quantité d'oxygène horaire

$$qh_{O_2} = \frac{q_{O_2}}{24} = 62,07 \text{ Kg d'O}_2/\text{h}$$

En cas de pointe [2]

La capacité de pointe d'oxygénation sera celle correspondante à la pollution du débit desservi. Cette quantité maximale horaire se calcule par la formule :

$$q_{O_2} = a' \times \frac{L_e}{24 \times Q_{moyh}} \times Q_{pts} + b' \times \frac{M_t}{24}$$

$$q_{O_2} = 0,66 \times \frac{1511,21}{24 \times 293,12} \times 486,57 + 0,081 \times \frac{6080}{24} = 89,50 \text{ Kg d'O}_2/\text{h.}$$

Remarque : Les besoins en  $O_2$  sont supérieurs à cette quantité théorique du fait de la salinité des eaux, de leur température et de la quantité d'oxygène dissous. [6]

#### IV.3.1.5.6. Calcul des besoins réels en oxygène :

Pour passer des besoins théoriques aux besoins réels, il y'a lieu d'appliquer un coefficient correctif ( $T_c$ ).

La capacité d'oxygénation réelle sera calculée par la formule suivante :

$$q'O_2 = \frac{q_{O_2}}{T_c}$$

$T_c$  : Coefficient correctif déterminé par un produit des facteurs de correction suivants :

$$T_c = T_e \times T_t \times T_d$$

$T_e$  : Coefficient de transfert, il exprime le rapport de saturation entre l'eau résiduaire et l'eau pure ;  $T_e = 0,95$  pour une eau urbaine. [11]

$T_t$  : Coefficient tenant compte de l'accélération des échanges gaz-liquide par l'augmentation de la température ;

$$T_t = 1,024^{t-20} \text{ [10]}$$

Si on admet une température moyenne de  $25^\circ\text{C}$  ;  $T_t = 1,024^{25-20} = 1,12$

$T_d$  : Correcteur de déficit en oxygène

$$T_d = \frac{C_s - C_x}{9,09}$$

$C_s$  : Saturation en oxygène dans les conditions effectives influencés par la salinité, la température, la pression atmosphérique ;

$C_x$  : Teneur en oxygène de la liqueur ;

Dans les conditions standard,  $C_s$  égale à 9,09 mg/l et  $C_x$  est compris entre 0,5 et 2 mg/l.

Si on prend une valeur de  $C_x = 2$  mg/l ; on aura la valeur de  $T_d$  égal à 0,77. [10].

On retrouve alors :

$$T_c = 0,95 \times 1,12 \times 0,77 = 0,82.$$

Les besoins réels en oxygène :

$$q'O_2 = \frac{1489,87}{0,82} = 1816,91 \text{ Kg d'O}_2/\text{j}.$$

La quantité d'oxygène horaire

$$q'h_{O_2} = 75,70 \text{ Kg d'O}_2/\text{h}.$$

#### **IV.3.1.6. Bilan des boues**

##### **IV.3.1.6.1. Calcul de la quantité des boues en excès :**

La production de boues s'établit ainsi :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m \times L_e - b \times M_t - X_{\text{eff}}$$

$\Delta X$  : Boues produites ;

$X_{\min}$  : Boues minérales ;

On estime que l'eau brute contient environ 70% de matières volatiles et 30% de matières minérales.

$X_{\text{dur}}$  : Boue difficilement biodégradables (appelée aussi matières dures) ;

On estime que l'eau brute contient environ 70% de matière organique dont 30% ne sont pas biodégradables.

$a_m$  : Boues synthétisées par auto oxydation :  $a_m = 0,5 \times C_m^{-0,05}$ . [11]

$L_e$  : DBO<sub>5</sub> éliminée

$b$  : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

$$b = \frac{b'}{1,42}; b' = 0,081$$

$M_t$  : Masse totale de boues dans le bassin

$X_{\text{eff}}$  : Fuite des matières en suspension avec l'effluent, (dépend des normes de rejets, on a adopté 30 mg/l).

- A la sortie du décanteur primaire on a :

$$MES_s = 1507,32 \text{ Kg/j} \quad ; \quad MM_s = 452,19 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 1055,12 \text{ Kg/j} \quad ; \quad M_t = 6080 \text{ Kg}$$

$$X_{\min} = MM_s = 452,19 \text{ Kg/j} \quad ; \quad X_{\text{dur}} = 0,3 \times MVS_s = 316,53 \text{ Kg/j}$$

$$a_m = 0,5 \times C_m^{-0,05} = 0,53 \quad ; \quad \text{avec } C_m = 0,25.$$

$$L_e = 1511,21 \text{ Kg/j} \quad ; \quad b = \frac{b'}{1,42} = \frac{0,081}{1,42} = 0,05.$$

$$X_{\text{eff}} = 30 \times Q_{mj} = 211,04 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = 452,19 + 316,53 + 0,53 \times 1511,21 - 0,05 \times 6080 - 211,04 = 1054,62 \text{ Kg/j}$$

Donc la quantité journalière de boue produite est :  $\Delta X = 1054,62 \text{ Kg/j}$ .

#### IV.3.1.6.2. Concentration des boues en excès

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

$X_m$  : Concentration de boues en excès ;

$I_m$  : L'indice de Mohlman.

Pour une bonne décantation des boues ; l'indice de Mohlman se trouve dans la fourchette (100 ÷ 150). On prend  $I_m = 125$ .

D'où la concentration des boues en excès est :  $X_m = 9,6 \text{ Kg/m}^3$ ,

#### IV.3.1.6.3. Le débit des boues en excès :

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1054,62}{9,6} = 109,85 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{excès}} = 109,85 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit spécifique par  $\text{m}^3$  de bassin :

$$q_s = \frac{\Delta X}{V} = \frac{1054,62}{1520} = 0,69 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

#### IV.3.1.6.4. Age des boues (A)

$$A = \frac{M_t}{\Delta X} = \frac{6080}{1054,62} = 5,76 \text{ j}$$

Donc l'âge des boues est de : 5 jours et 19 heures.

### IV.3.2. Système d'aération :

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

- Apporter aux micro-organismes aérobies l'oxygène, généralement emprunté à l'air, dont ils ont besoin.
- Provoquer une homogénéisation et un brassage suffisants de façon à assurer un contact renouvelé entre le milieu vivant, les éléments polluants et l'eau ainsi oxygénée.

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

Les dispositifs souvent utilisés dans le domaine d'épuration sont :

- Aérateur par insufflation d'air (à air comprimé) ;

L'injection d'air se fait par le fond du bassin pour assurer l'oxygénation et le brassage.

On distingue trois sortes de diffuseurs :

- Diffuseur à grosses bulles ;
- Diffuseur à moyennes bulles ;
- Diffuseur à fines bulles.
- Aérateur de surface :

Il existe deux types principaux d'aérateur de surface :

- Les appareils à axe horizontal (brosses) leurs installations s'effectuent dans les chenaux d'oxydation où elles assurent l'entraînement et la circulation du liquide autour du chenal qui est de section rectangulaire ou trapézoïdale.
- Les appareils à axe vertical on les subdivise en deux types :
  - ✓ Aérateur à vitesse lente à axe vertical :

Turbines avec des vitesses de 40 à 100 tr/min avec des apports spécifiques brutes de 0,8 à 1,5 Kw.h ; ces aérateurs ont une grande capacité de mise en circulation du liquide et un bon taux de transfert de l'oxygène (1,5 à 1,9Kg O<sub>2</sub>/Kwh), mais souffrent de coûts d'achat et de maintenance élevés.

- ✓ Aérateur à vitesse rapide à axe vertical :

Turbines rapides (750 à 1500 tr/min) ; Les deux avantages de ces systèmes sont leur prix modéré et une grande flexibilité d'emploi. Mais ils sont gourmands en énergie, ont une faible capacité d'agitation et le transfert d'oxygène est peu élevé. Ils sont mieux adaptés au lagunage qu'aux bassins à boues activées.

Pour son faible coût d'exploitation et son bon rendement ; on opte enfin pour une aération de surface avec des turbines lentes à axe vertical.

#### IV.3.2.1. Puissance nécessaire à l'aérateur : [11]

$$E = \frac{q'ho_2}{E_a}$$

Avec :

$q'ho_2$  : La demande horaire en oxygène = 75,70Kg d'O<sub>2</sub>/h ;

$E_a$  : Besoins en énergie de l'aérateur ; de 1,5 à 1,9Kg O<sub>2</sub>/Kwh, on prend  $E_a = 1,5 \text{ Kg O}_2/\text{Kwh}$ .

$$E = \frac{84,93}{1,5} = 50,46\text{Kw.}$$

**IV.3.2.2. Puissance de brassage**

La puissance spécifique absorbée ( $P_c$ ) pour les aérateurs de surface est  $P_c = 80 \text{ W/m}^2$ . [11]

**IV.3.2.3. La consommation électrique du bassin ( $E_b$ )**

$$E_b = S_h \times P_c$$

$S_h$  : Surface horizontale de chaque bassin d'aération.

AN :

$$E_b = 12,16 \text{ Kw/m}^2$$

**IV.3.2.4. Nombre d'aérateur dans le bassin ( $N$ )**

$$N = \frac{E}{E_b} = \frac{50,46}{12,16} = 4$$

Donc 4 aérateurs de surface par bassin.

**IV.4. Traitement secondaire****IV.4.1. Généralité**

La décantation secondaire assure la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent traité issu de l'ouvrage de traitement biologique,

Ces deux fonctions sont très importantes :

La première assure la protection du milieu contre les pollutions résiduelles contenues dans les congglomérats biologique.

Il doit aussi assurer l'extraction régulière des boues pour qu'elles ne séjournent pas longtemps dans l'ouvrage pour éviter le phénomène d'anaérobiose.

Les décanteurs généralement utilisés sont :

- Du type raclé et un fond incliné ;
- Plats avec reprise de boues par succion qui évacuent les boues juste après leur dépôt.

**IV.4.2. Principe de fonctionnement**

Il ne diffère pas de celui des décanteurs primaire, néanmoins ils doivent être dimensionnés de façon à pouvoir arrêter efficacement les congglomérats biologiques le plus fins.

Nous choisissons « le décanteur circulaire à fond incliné », sera mené en son centre de cône de réception des boues et il sera surmonté d'un pont tournant équipé de deux racleurs :

- le premier, « racleur de fond », ramène les boues déposées sur le fond dans la fosse de réception.
- le second, « racleur de surface », collecte la mousse blanchâtre qui se forme à la surface des liquides agités (écumes) vers une fosse spécial avant évacuation vers une décharge.



L'extraction des boues s'opère par soutirage continu à partir de la salle de pompage située à proximité de décanteur. Les boues aspirées seront envoyées dans les bassins d'aération en assurant la recirculation rapide et continue.

L'eau « claire » de surface est récupérée par débordement dans les déversoirs périphériques du bassin. Elle rejoint le bassin de chloration.

#### IV.4.3. Dimensionnement du décanteur secondaire (Clarificateur)[3]

En fonction de  $I_m$  on déduit la vitesse ascensionnelle maximale «  $V_{max}$  » à appliquer sur le débit maximum ( $Q_{max}$ ) défini à partir du niveau de rejet.

**Tableau IV.9 :** La vitesse ascensionnelle maximale en fonction de l'indice de Mohlman  $I_m$ .

	$I_m$	100	150	175	200	250	300
$V_{max}(m/h)$	Niveau (e)	1,05	0,88	0,8	0,72	0,68	0,64
$V_{max}(m/h)$	Niveau (f)	0,69	0,58	0,53	0,48	0,45	0,42

#### Remarque

On doit comparer l'âge des boues trouvées à celui donné par les normes, c'est-à-dire l'âge des boues à maintenir pour assurer le traitement.

- Niveau (e) (30 mg/l en  $DBO_5$  sortis), on doit avoir Age des boues  $\geq 2$  jours.
- Niveau (f) (15 mg/l en  $DBO_5$  sortie), on doit avoir Age des boues  $\geq 4$  jours.

Pour notre cas, les normes prises en considération sont celles du niveau (e). On note que  $I_m = 125$  et après interpolation on trouve que  $V_{max} = 0,965$  m/h.

##### IV.4.3.1. Calcul de la surface utile ( $S_u$ )

La détermination de la surface utile  $S_u$  est donnée par la formule suivante :

$$S_u = \frac{Q_{max}}{V_{max}}$$

- $S_u$  : Surface utile du décanteur secondaire en  $m^2$  ;
- $Q_{max}$  : Débit maximum (débit par temps de pluie) en  $m^3/h$  ;
- $V_{max}$  : La vitesse ascensionnelle maximale en m/h.

$$S_u = \frac{1459,692}{0,965} = 1512,63 \text{ m}$$

**Notation :** On prévoit 2 décanteurs secondaires pour notre station, ce qui conduit à déterminer la surface unitaire qui se calcule comme suit :

$$S_{unitaire} = \frac{S_u}{n}$$

$$S_{\text{unitaire}} = \frac{1512,63}{2} = 756,317 \text{ m}^2$$

La surface de chaque décanteur (identique) est de 756,317 m<sup>2</sup>.

#### IV.4.3.2. Calcul des diamètres des éléments du clarificateur

On a proposé un nombre de décanteur qui est égale à 2, donc le débit unitaire est calculé comme suite :

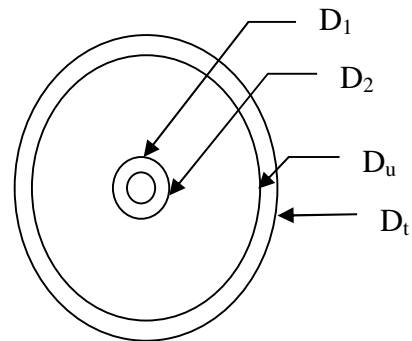
$$Q_{u \text{ max}} = \frac{Q_{\text{max}}}{n}$$

Avec :

$Q_{u \text{ max}}$  : Débit unitaire maximale en m<sup>3</sup>/h ;

$Q_{\text{max}}$  : Débit maximale (  $Q_{\text{ptp}}$  ) en m<sup>3</sup>/h ;

$n$  : Nombre de clarificateur prévu.



$$Q_{u \text{ max}} = \frac{1459,692}{2} = 729,85 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le clarificateur est généralement formé par une série de quatre cercles concentriques, dont l'ordre est :

- La buse «  $D_1$  » ;
- La jupe «  $D_2$  » ;
- Le diamètre de la surface au miroir jusqu'au centre «  $D_u$  » ;
- Diamètre des goulottes «  $D_t$  ».

1- La buse : possède un diamètre de  $D_1 = 1,2 \text{ m}$ . [3]

$$\text{Donc : } S_1 = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = 1,1304 \text{ m}^2$$

2-La jupe : pour déterminer le diamètre de la jupe, il faut se baser sur le débit rentrant qui est égal au débit maximum majoré par la recirculation, la vitesse maximale admissible dans la jupe pour assurer la séparation liquide-boue est 2,5 cm/s = 90 m/h.[3]

$$S_2 = \frac{\left(\frac{R\%}{100} + 1\right) \times Q_{\text{max}}}{90}$$

$S_2$  : La surface de la jupe en m<sup>2</sup> ;

$R\%$  : Le taux de recirculation de boue qui est égale à 71,42%.

$Q_{\text{max}}$  : Le débit par temps de pluie en m<sup>3</sup>/h.

A.N

$$S_2 = \frac{\left(\frac{71,42}{100} + 1\right) \times 1459,692}{90} = 27,8 \text{ m}^2$$

$$\text{Le diamètre de la jupe est : } D_2 = \sqrt{4 \times (S_1 + S_2) \times \frac{1}{\pi}}$$

$$D_2 = \sqrt{4 \times (1,1304 + 27,8) \times \frac{1}{3,14}} = 6,07 \text{ m}$$

3- Diamètre de la surface au miroir jusqu'au centre

$$D_u = \sqrt{4 \times (S_1 + S_2 + \frac{S_u}{n}) / \pi}$$

$D_u$  : Le diamètre de la surface au miroir jusqu' au centre en m ;

$S_1$  : La surface de la bus en  $m^2$  ;

$S_2$  : La surface de la jupe en  $m^2$  ;

$S_u$  : La surface utile du décanteur secondaire en  $m^2$ .

$n$  : Le nombre du décanteur secondaire prévue.

$$D_u = \sqrt{4 \times (1,1304 + 27,8 + \frac{1512,63}{2}) / 3,14} = 31,6 \text{ m}$$

- Le diamètre de la goulotte

- La vitesse d'écoulement de l'eau est environ  $V_e = 0,7 \text{ m/s}$  ( $2520 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

Ce qui nous donne une surface :  $S_3 = \frac{Q_u \text{ max}}{2 \times V_e}$

Débit sur un demi-cercle est :  $\frac{Q_u \text{ max}}{2}$

$$S_3 = \frac{729,85}{2 \times 2520} = 0,14 \text{ m}^2$$

Si on fixe une hauteur d'eau maximum de ( $h = 0,4 \text{ m}$ ), on obtient une longueur « L »

$$L = \frac{S_3}{0,4} = \frac{0,14}{0,4} = 0,35 \text{ m} \longrightarrow L \text{ est la distance qui sépare la goulotte et la surface utile.}$$

Donc le diamètre du clarificateur (décanteur secondaire) sera :

$$D_{td} = D_u + 2L$$

$D_{td}$  : Le diamètre totale du décanteur secondaire en m ;

$D_u$  : Le diamètre utile du décanteur secondaire en m ;

$$D_{td} = 31,6 + 2 \times 0,35 = 32,3 \text{ m.}$$

**Remarque** : à la hauteur maximum de la goulotte, il faut ajouter  $0,15 \text{ m}$  par sécurité, donc :  $ht = 0,4 + 0,15 = 0,55 \text{ m}$ .

#### IV.4.3.3. La capacité de décanteur secondaire

- Le volume unitaire est :  $V_u = S_u \times h_{td}$

$S_u$  : La surface utile du décanteur secondaire en  $m^2$  ;

$h_{td}$  : La hauteur périphérique.

**Notation** : la hauteur périphérique est déterminée comme suite :  $h_{td} \geq 1,8 + 0,03 \times D_{td}$ . [3]

$$h_{td} = 1,8 + 0,03 \times 32,3 = 2,769 \approx 3 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } V_u = 1512,63 \times 3 = 4537,89 \text{ m}^3$$

$V_u$  : Le volume unitaire du décanteur secondaire en  $m^3$ .

Le volume totale sera donc :  $V_t = V_u \times n = 4537,89 \times 2 = 9075,78 \text{ m}^3$

#### IV.4.4. Calcul de temps de séjours

Le temps de séjours des boues dans le décanteur secondaire est déterminé comme suite :

- Pour le débit par temps de pluie :

$$T_s = \frac{V_t}{Q_{ptp}}$$

$T_s$  : le temps de séjours des boues dans le décanteur secondaire en h ;

$V_t$  : Le volume totale en  $m^3$  ;

$Q_{ptp}$  : Le débit par temps de pluie en  $m^3$ .

$$T_s = \frac{9075,78}{1459,692} = 6\text{h}13\text{min}$$

Pour le temps de séjours des boues pour les différents débits est résumé dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.10** : Le temps de séjours pour les différents débits calculés.

Paramétriser	Unité	valeurs
Le temps de séjours par débit par temps de pluie	h	6h13min
Le temps de séjours par débit moyen horaire	h	30h42min
$T_s$ par temps sec	h	18h30min
$T_s$ par Débit diurne	h	23h54min
$T_s$ par Débit nocturne	h	43h23min

**Remarque**

La vitesse ascensionnelle traduit la vitesse de remontée de l'eau dans le clarificateur qui s'oppose à la vitesse de décantation des particules de boues  $V_d$  ainsi  $V_a$  doit être largement inférieure à  $V_d$ .

Dans la pratique, on dimensionnera les ouvrages de clarification pour une vitesse ascensionnelle supérieure.

**V.4.5. Recirculation de boues :**

La recirculation des boues se fait par des pompes. Elle consiste à extraire les boues activées du fond du clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, afin de réensemencer celui-ci et d'y maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épuratoires.

Si la quantité des boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque un manque en oxygène.

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée ; le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% du débit de l'effluent produit. [16]

**IV.4.5.1. Le taux de recirculation « R »**

$$R = \frac{100 \times X_a}{X_m - X_a}$$

R : taux de recirculation en % ;

$X_a$  : Concentration en boues dans le bassin ;

$X_m$  : La concentration de matières sèches dans les boues en excès  $X_m = 9,6 \text{ Kg/m}^3$ .

$$R = \frac{100 \times 4}{9,6 - 4} = 71,42 \%$$

Donc 71,42 % de la liqueur sera recyclée. Ce qui revient à dire un débit à recycler  $Q_R$  :

$$Q_R = 0,7142 \times 7034,89 = 5024,92 \text{ m}^3/\text{j}.$$

**IV.5. Le traitement tertiaire**

L'expression « traitement tertiaire » peut désigner plusieurs types de traitements ou différentes fonctions en vue d'atteindre un niveau de traitement de qualité supérieure à ce que l'on pourrait normalement attendre d'un traitement secondaire. Le traitement tertiaire peut viser un enlèvement plus poussé pour des paramètres conventionnels comme les matières en suspension ou encore viser certains paramètres pour lesquels il y a peu d'enlèvement dans un traitement secondaire comme le phosphore et l'azote. Parmi les traitements les plus utilisées la déphosphatation et la Désinfection.

### **IV.5.1. La désinfection**

Les traitements primaire et secondaire ne détruisent pas complètement les germes présents dans les rejets domestiques ; les traitements usuels abattent partiellement les teneurs mais pas à un degré suffisant pour que les eaux traitées ne soient plus des vecteurs de maladies d'origine hydrique. Afin de protéger l'environnement et par crainte de maladies dangereuses, il faut procéder à une désinfection.

#### **IV.5.1.1. Les principaux moyens de désinfection reconnus**

Le choix d'un moyen de désinfection se fait normalement en considérant les contraintes techniques, économiques et environnementales qu'il présente. En ce sens, le mode de désinfection idéal est celui qui regroupe les caractéristiques suivantes :

- Efficacité pour la plupart des micro-organismes pathogènes sous différentes conditions;
- Absence de sous-produits indésirables formés à la suite de son utilisation;
- Produit non dangereux pour les humains et pour la vie aquatique;
- Facilité d'utilisation;
- Faibles coûts d'investissement et d'exploitation.

#### **IV.5.1.2. Principe**

Un réactif désinfectant peut être ajouté à l'eau traitée, avant leurs rejets dans le milieu naturel, le chlore est le désinfectant le plus utilisé, elle peut être également effectuée avec le brome, l'ozone ou le dioxyde de chlore.

#### **IV.5.1.3. Le dimensionnement du stérilisateur**

Pour dimensionner le stérilisateur, on poursuit la procédure suivante :

##### **IV.5.1.3.1. Volume du bassin**

$$V_{bd} = \frac{Q_{ptp} \times T_c}{60}$$

$V_{bd}$  : Volume du stérilisateur en  $m^3$  ;  
 $Q_{ptp}$  : le débit par temps de pluie en  $m^3/h$  ;  
 $T_c$  : temps de contact 15 min.

$$V_{bd} = \frac{1459,692 \times 15}{60} = 364,92 \text{ m}^3$$

##### **IV.5.1.3.2. Surface horizontale**

On fixe la hauteur du stérilisateur à  $H = 2 \text{ m}$ .

$$Sh = \frac{V_{bd}}{H} \text{ m}^2$$

Sh : Surface horizontale du stérilisateur en m<sup>2</sup> ;  
 V<sub>bd</sub> : Volume de stérilisateur en m<sup>3</sup> ;  
 H : hauteur de bassin en m.

$$S_h = \frac{364,92}{2} = 182,46 \text{ m}^2$$

#### IV.5.1.3.3. Largeur du bassin

Le bassin de désinfection sera de type à chicanes à dimensions rectangulaires L = 20 m

$$l = \frac{S_h}{L}$$

$$l = \frac{182,46}{20} = 9,12 \text{ m}$$

#### IV.5.1.4. La quantité de chlore nécessaire

$$D_j = d \times Q_j \text{ (Kg/j)}$$

D<sub>j</sub> : la dose global de chlore journalier en Kg/j ;

Q<sub>j</sub> : Débit journalier qui est égal à 7034,89 m<sup>3</sup>/j ;

d : Dose unitaire qui est égal à 5mg/l.

AN:

$$D_j = 5 \times 10^{-6} \times 7034,89 \times 10^3 = 35,17 \text{ Kg/j}$$

- Pour le débit de pointe par temps de pluie :

$$D_j = 5 \times Q_{\text{ptp}}$$

Q<sub>ptp</sub> : Débit par temps de pluie qui est égal à 1448,107 m<sup>3</sup>/h ;

D<sub>j</sub> : La dose global de chlore journalier en Kg/j.

$$D_j = 5 \times 10^{-6} \times 1459,692 \times 24 \times 10^3 = 175,16 \text{ Kg / j}$$

On utilisant l'hypochlorite de sodium (eau de javel) à 36° chlorométrique.

On exprime la dose du chlore en quantité d'hypochlorite de sodium à 36° par ailleurs, on sait que 1° chlorométrique égal à 3,17g de Cl<sub>2</sub>/l.

Pour une solution à 36° chlorométrie on aura :

$$1^\circ \text{ chlorométrique} = 3,17 \text{ g de Cl}_2/\text{l}$$

$$j = 3,17 \times 36 = 114,12 \text{ g de Cl}_2/\text{l}$$

j : La dose du chlore en quantité d’hypochlorite de sodium en Kg de Cl<sub>2</sub>/l

**IV.5.1.4.3.Débit d’eau javel journalier.**

- Pour un débit moyen

$$q_j = \frac{D_j}{j} \text{ m}^3/\text{j}$$

$$q_j = \frac{35,17}{114,12} = 0,31 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Au débit de pointe par temps de pluie

$$q_j = \frac{175,16}{114,12} = 1,53 \text{ m}^3/\text{j}$$

Pour une année :

$$q_{\text{ans}} = q_j \times 365 = 0,31 \times 365 = 113,15 \text{ m}^3/\text{an}$$

**IV.5.1.5.Temps de contact pour différents débits**

- Temps de pluie **Tc=15min.**

- En temps sec :  $T_c = \frac{V_{bd}}{Q_{pts}} = \frac{364,92}{486,57} = 45\text{min}$

- Moyen horaire :  $T_c = \frac{V_{bd}}{Q_{mh}} = \frac{364,92}{293,12} = T_c = 75 \text{ min}$

Afin de permettre un meilleur contact des eaux avec la solution désinfectante, un certain nombre de chicanes seront construits à l’intérieur du bassin pour augmenter le parcours des eaux.

Les résultats de calcul du bassin de désinfection et récapitulé dans le tableau ci-dessus.

**Tableau IV.11** : Les résultats obtenus lors de dimensionnement du stérilisateur.

Désignation	Unité	2040
<b>Stérilisateur</b>		
Volume	m <sup>3</sup>	364,92
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	182,42
Largeur du bassin	m	9,12
<b>Quantité de chlore</b>		
Dose unitaire	mg/l	5
Dose globale journalier	Kg/j	35, 17
<b>Quantité d’eau javel</b>		



Quantité journalier	$m^3/j$	1,53
Quantité annuelle	$m^3/ans$	113,15

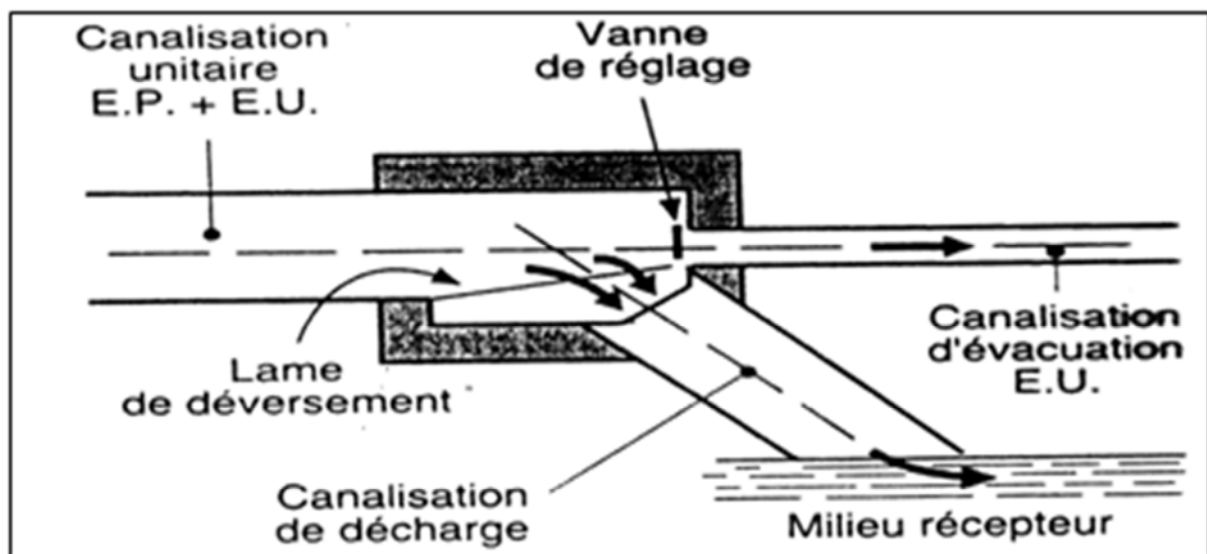
## IV.6.Ouvrage annexe

### IV.6.1.Introduction sur le déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les points exceptionnels des débits d'orage vers le milieu récepteur. C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie du projet en réduisant les dimensions du réseau aval.

Dans notre cas, nous projetons un déversoir d'orage à seuil latéral, et cela revient à plusieurs causes :

- Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper de place.
- A l'aval de la chambre de déversement, le contrôle du débit conservé en système unitaire peut être réalisé par le choix d'un orifice calibré, situé à l'entrée du collecteur unitaire aval ou collecteur d'acheminement des eaux polluées vers la station d'épuration.



FigureV.4 : Déversoir classique a seuil latéral

### IV.6.2. Dimensionnement de DVO

- Le débit des eaux pluviales  $Q_{ep}=1673,52$  l/s.
- Le débit des eaux usées par temps sec  $Q_{pts}=135,15$  l/s.
- Le débit total  $Q_t=1808,67$  l/s.
- Le débit qui sera acheminé vers la station  $Q_{1est} : Q_1 = 3Q_{pts}$

$$Q_1 = 3 \times 135,15 = 405,45 \text{ l/s}$$

- Le débit rejeté vers l'oued Q2 est :  $Q_2 = Q_t - Q_1$

$$Q_2 = 1808,67 - 405,45 = 1403,22 \text{ l/s}$$

#### IV.6.2.1. Charge au-dessus du seuil du déversoir

- **Caractéristiques des conduites :**

##### - A l'amant du DVO

Pour calculer le diamètre et la hauteur dans la conduite à l'entrée du déversoir d'orage, une procédure de calcul s'impose qui est la suivante :

1- Le diamètre :

Avec le débit véhiculé qui est de 1808,67 l/s et la pente du radier qui sera fixée à 0.005 m/m ; on déduit le diamètre de cette conduite à l'aide de l'abaque MANNING-STRICKLER (l'annexe n°5).

Le diamètre retrouvé est **D= 1200 mm**.

2- La hauteur d'eau dans la conduite:

##### - Equation de base.

En 1769, CHEZY a proposé une équation empirique permettant de calculer, dans les canaux, les vitesses des écoulements uniformes.

$$V = C \times \sqrt{R_H I}$$

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

C : Coefficient de CHEZY.

$R_H$  : Rayon hydraulique (m), qui est égale au rapport de la surface mouillée de la conduite sur son périmètre mouillé

I : Pente géométrique du profil (m/m).

Beaucoup de chercheurs ont proposé, pour calculer la valeur du coefficient de CHEZY, des formules en fonction de  $R_H$  et n (avec  $R_H$  rayon hydraulique et n coefficient de rugosité).

L'équation de MANNING est cependant la plus utilisée

$$C = R_H^{1/6} \times \frac{1}{n}$$

Avec : n = 0.014 pour le béton

D'où  $C = 71 R_H^{1/6}$

Ce qui donne :  $V = 71 R_H^{2/3} I^{1/2}$ .

**-Calcul de la vitesse à pleine section Vps.**

$$V = 71 \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \quad R_H = \frac{D}{4}.$$

Ce qui donne

$$V_{ps} = 28,2 \times D^{2/3} \times I^{1/2}$$

**- Calcul du débit à pleine section Qps.**

$$Q_{ps} = V_{ps} \times A$$

A: étant la section de la conduite égale à :

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

Ce qui donne par substitution :

$$Q_{ps} = 22.1 \times D^{8/3} \times I^{1/2}$$

Les résultats retrouvés sont comme suit :

$$V_{ps} = 2,25 \text{ m/s.}$$

$$Q_{ps} = 2,54 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\text{Le rapport du débit } r_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}} = \frac{1,8}{2,54} = 0,7.$$

De l'abaque de MANNING (variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage) (annexe n°6) ; on déduit le rapport des vitesses ( $r_V$ ) et celui des hauteurs ( $r_H$ ).

-  $r_V = 0,8$  ce qui revient à dire que la vitesse réelle dans la conduite est  $V_r = 0,8 \times V_{ps}$ .

$$V_r = 1,8 \text{ m/s.}$$

-  $r_H = 0,6$  donc la hauteur de l'eau (H) dans la conduite est :  $H = 0,6 \times D$

$$H = 0,72 \text{ m} = 720 \text{ mm.}$$

Nous rappelons les paramètres hydrauliques à l'entrée du déversoir d'orage dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.11 : Les données hydrauliques à l'entrée du DVO.**

l'entrée du DVO	Valeurs	Unités
Diamètre de la conduite entrant à DVO	1 200,00	mm
Hauteur d'eau dans la buse à l'entrée du DVO	720	mm
Pente	0,005	m/m

**- A la sortie DVO**

Les mêmes procédures seront suivies pour le calcul des paramètres hydrauliques de la conduite sortante du DVO et entrante à la STEP.

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.12** : Les données hydrauliques à l' sortie du DVO.

La sortie du DVO	Valeurs	Unités
Diamètre de la conduite e sortant DVO	800,00	mm
Hauteur d'eau dans la buse à la sortie du DVO	336	mm
penne	0,007	m/m

**Calcul de la charges au de dessus de seuil  $h_d$**

$$hd = \frac{he - hs}{2}$$

Avec :

$h_d$  : La hauteur au dessus de seuil de déversoir en m

$h_e$  : La hauteur de l'eau dans la bus à l'entrée de DVO en m

$h_s$  : La hauteur de l'eau dans la bus à la de DVO en m

Application numérique :

$$hd = \frac{0,720 - 0,336}{2} = 0,192m$$

La formule de calcul du déversoir s'établie comme suit :

$$Q = \frac{2}{3} \mu \times L \times \sqrt{2g} \times h_d^{\frac{3}{2}}$$

$\mu$  : Coefficient de débit pris égale à 0,6 [2]

L : La longueur du DVO  $h_d$  : charge au dessus du seuil (m).

Q : Débit au niveau du seuil déversoir en  $m^3/s$  (débit rejeté vers l'oued) ; Q = 1403,22 l/s

Le déversoir d'orage doit être conçu pour évacuer le débit Q2 à déverser sans perturber l'écoulement de celui-ci, c'est à dire de telle manière que cet écoulement soit dénoyé.

La longueur du déversoir d'orage est alors déduite par la relation qui suit :

$$L = \frac{Q_2 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,192^{3/2} \sqrt{2 \times g}} = 9,41 \text{ m}$$

Le détail des calculs sont consignés dans le tableau qui suit :

**Tableau IV.13 : Dimensions du seuil déversoir**

Le déversoir d'orage	Valeurs	Unités
Charge au dessus du seuil déversoir	0,192	m
Le coefficient de débit du seuil déversoir	0,38	-
La longueur du seuil déversoir	9,41	m

## IV.7.Conclusion

La nouvelle station d'épuration dimensionnée à l'horizon 2040 sera dotée de :

- Dégrilleur grossier d'une longueur de 2,87 m.
- Dégrilleur fin automatique d'une longueur de 1,98 m.
- Un dessableur-degraisseur rectangulaire de 7 m de largeur et 14 m de longueur.
- Deux décanteurs primaires de 19,28 m de diamètre chacun et 4 m de hauteur.
- Deux bassins d'aération, le volume de chacun est 760 m<sup>3</sup> et une surface de 152 m<sup>2</sup>.
- Deux décanteurs secondaires de surface unitaire de 756,317 m<sup>2</sup> et une hauteur périphérique de 3 m.
- Un Stérilisateur d'un total volume de 364,92 m<sup>3</sup> et une surface horizontale de 182,42 m<sup>2</sup>.
- Un déversoir d'orage latéral d'une longueur de 9,90 m.

## V.1. Généralités [1]

Les boues constituent le résidu principal des stations d'épuration. Les matières organiques contenues dans les boues se dégradent avec production d'odeurs nauséabondes. La stabilisation consiste :

- Soit à accéléré le phénomène en le contrôlant (digestion anaérobie ou aérobie) ;
- Soit à empêcher, ou tout au moins à retarder considérablement le phénomène (conditionnement chimique ou thermique).

La réduction du volume des boues afin de les rendre au moins pelle-tables (siccité minimale de 20% de matière sèches) s'opère par déshydratation plus ou moins poussée. Il peut être distingué entre :

- Les procédés naturels (épaississement statique, séchage sur lits) ;
- Les procédés artificiels (filtration sous vide, filtration sous pression, centrifugation).

## V.2. Procédures de traitement des boues

Le traitement des boues est déterminé en grande partie en fonction des exigences imposées par la destination finale choisie (la valorisation agronomique, le stockage, l'incinération). A l'issue de ce traitement, les boues sont liquides, pâteuses, solides, sèches, chaulées ou compostées.

### V.2.1. Réduction du volume des boues

C'est-à-dire l'élimination d'une partie de l'eau contenue dans la boue. Pour cela, différents procédés sont mis en œuvre comprenant l'épaississement et la déshydratation.

#### V.2.1.1. L'épaississement

L'épaississeur est la première étape de la plupart des filières de traitement des boues, ces avantages sont :

- Il améliore le rendement de digestion et réduit le coût d'investissement ;
- Il réduit le volume des boues ainsi améliorées le taux de réduction des matières organiques ;
- Soulage les décanteurs primaires et évite tout risque de fermentation des boues.

#### V.2.1.1.1. Différentes méthodes d'épaississement

Les différentes méthodes qui peuvent être appliquées sont :

- L'épaississement par décantation : les boues sont introduites dans un ouvrage, laissées au repos, elles ont le temps de se déposer et se tasser au fond du bassin alors que les eaux surnageantes sont évacuées par surverse. Et selon le type d'ouvrage utilisé on distingue l'épaississeur non raclé et l'épaississeur mécanisé ou raclé.

-L'épaississement par flottation : le principe consiste à réduire la masse volumique des particules par absorption de fines bulles de gaz de façon à provoquer leur entrainement vers la surface.

#### V.2.1.1.2. Choix de type de l'épaississeur

La méthode par flottation permet de réduire les dimensions de l'ouvrage ainsi d'obtenir des boues plus épaisses que par l'épaississement gravitaire (décantation), par contre l'épaississement par décantation se signale par sa faible dépense d'énergie alors que celle par flottation nécessite des frais d'exploitation plus importants, pour cela elle est exclue de notre cas vue l'importance de l'installation.

Les épaississeurs non raclé sont conçu pour des petites installations, on adopte pour notre cas un épaississeur gravitaire hersé (mécanique).

#### V.2.1.1.3. Description du type d'appareil choisie

-Système de raclage mécanique, installé dans la cuve cylindrique et permettant l'homogénéité des boues ;

-Se systèmes de raclage constitue d'une série de racleurs monté de façon à avoir un réglage sur site rapide et aisé.

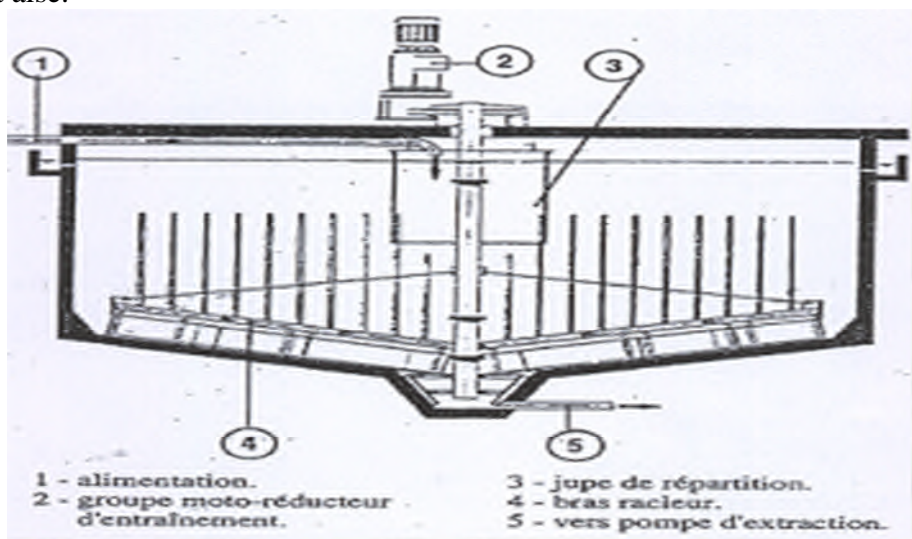


Figure V.1 : Epaississeur hersé

#### V.2.1.1.4. Dimensionnement de l'épaississeur

##### V.2.1.1.4.1. Bilan des boues produites :

-Boues issue du décanteur primaire

$$B_1 = \text{DBO}_{5\text{éliminée}} + \text{MES}_{\text{éliminée}}$$

- DBO<sub>5</sub>éliminée = 927,5 Kg/j ;
- MESéliminée = 2660,98 Kg/j ;

Application numérique :

$$B_1 = 927,5 + 2660,98 = 3188,48 \text{ Kg/j}$$

- Boues issue du décanteur secondaire

$$B_2 = \Delta X = 1054,62 \text{ Kg/j}$$

- Boues totales entrant dans l'épaississeur

$$B_t = B_1 + B_2 = 3188,48 + 1054,62 = 4243,1 \text{ Kg/j}$$

#### V.2.1.1.4.2. Débit des boues entrant dans l'épaississeur

- Les boues primaires :

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur :

- Pour les boues primaires  $X_1 = 20$  à  $30 \text{ g/l}$  ;
- Pour les boues secondaires  $X_2 = 10 \text{ g/l}$ .

[14]

$$Q_{B1} = \frac{B_1}{X_1}$$

$Q_{B1}$  : Le débit des boues primaires entrant dans l'épaississeur en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;

$B_1$  : La quantité des boues primaires éliminées en  $\text{Kg/j}$  ;

$X_1$  : La concentration des boues primaires à l'entrée de l'épaississeur en  $\text{g/l}$ ,  $25 \text{ g/l}$ .

Application numérique :

$$Q_{B1} = \frac{3188,48}{25} = 127,53 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Les boues secondaires:

$$Q_{B2} = \frac{B_2}{X_2}$$

Dans ce cas la concentration des boues secondaire à l'entrée de l'épaississeur est égale à  $10 \text{ g/l}$ .

Application numérique :

$$Q_{B2} = \frac{1054,62}{10} = 105,462 \text{ m}^3/\text{j}$$



- Débits totales entrant dans l'épaississeur

$$Q_{Bt} = Q_{B1} + Q_{B2}$$

$Q_{B1}$  : Les débits des boues primaires entrant dans l'épaississeur en  $m^3/j$  ;

$Q_{B2}$  : Les débits des boues secondaires entrant dans l'épaississeur en  $m^3/j$  ;

$Q_{Bt}$  : les Débits totales entrant dans l'épaississeur en  $m^3/j$ .

$$Q_{Bt} = 127,53 + 105,462 = 232,992 \text{ m}^3/j$$

#### V.2.1.1.4.3. Concentration des boues dans l'épaississeur

$$X_B = \frac{B_1 + B_2}{Q_{Bt}}$$

Application numérique :

$$X_B = \frac{3188,48 + 1054,62}{232,992} = 18,21 \text{ g/l}$$

#### V.2.1.1.4.4. Débit des boues épaissies

Les boues sortant de l'épaississeur ont une concentration de l'ordre (80 à 100 g/l), on prend dans notre cas la moyenne  $C_{ep} = 90 \text{ g/l}$ .

Le débit des boues épaissies est calculé comme suite :

[2]

$$Q_{ep} = \frac{Q_{Bt} \times C}{C_{ep}}$$

$Q_{ep}$  : Débit des boues épaissies en  $m^3/j$  ;

$Q_{Bt}$  : Débit des boues entrantes dans l'ouvrage en  $m^3/j$  ;

$C$  : Concentration du débit totale des boues (g/l) ou  $X_B = 18,21 \text{ g/l}$  ;

$C_{ep}$  : Concentration en sortie de l'épaississeur (g/l).

Application numérique :

$$Q_{ep} = \frac{232,992 \times 18,21}{90} = 47,15 \text{ m}^3/j$$

#### V.2.1.1.4.5. Hauteur d'épaississement [12]

La hauteur d'épaississement est la somme de la hauteur de compression nécessaire pour atteindre la concentration souhaitable et d'une hauteur de revanche. Celle-ci doit permettre à la fois :

- La clarification du liquide interstitiel,
- Les variations du niveau de boues liées aux variations des conditions d'extraction,

Une hauteur de 3,5 à 4m, prenant en compte le volume de stockage, est à préconiser

**V.2.1.1.4.6. Calcule des éléments de l'épaisseur. [12]**

On appliquera une charge spécifique au radier de 60 Kg/m<sup>2</sup>.

-La surface totale de l'épaississement

$$S = \frac{\text{quantité des boues entrant (Kg MES/j)}}{\text{Charge spécifique Kg MES/m}^2 \cdot \text{j}}$$

$$S = \frac{2660,98}{60} = 44,35 \text{ m}^2$$

-Le diamètre sera donc

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 44,35}{3,14}} = 7,52 \text{ m}$$

**V.2.1.1.4.6.1. Volume de l'épaisseur**

Pour une hauteur périphérique H = 4 m, on aura une capacité utile

$$V_t = S \times H$$

V<sub>t</sub> : Volume de l'épaisseur en m<sup>3</sup> ;

S : Surface de l'épaisseur en m<sup>2</sup> ;

H : Hauteur périphérique en m.

Application numérique :

$$V_t = 44,35 \times 4 = 177,4 \text{ m}^3$$

**V.2.1.1.4.6.2. Calcul de temps de séjour**

Le temps de séjours des boues dans l'épaisseur est calculé comme suite :

$$T_s = \frac{V}{Q_{Bt}}$$

T<sub>s</sub> : Le temps de séjours des boues dans l'épaisseur en h ;

V : Volume de l'épaisseur en m<sup>3</sup> ;

Q<sub>Bt</sub> : Débit des boues entrantes dans l'ouvrage en m<sup>3</sup>/j.

Application numérique :

$$T_s = \frac{177,4}{232,992} = 19\text{h}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessus

**Tableau V.1 :** Les résultats de dimensionnement du l'épaississeur.

Paramètres	Unités	valeurs
Quantité des boues entrant dans l'épaississeur	Kg/j	4243,1
Débit des boues entrant dans L'épaississeur	m <sup>3</sup> /j	232,992
Concentration des boues dans l'épaississeur	g/l	18,21
Débit des boues épaissies	m <sup>3</sup> /j	47,15
Hauteur de l'épaississeur	m	4
Surface de l'épaississeur	m <sup>2</sup>	44,35
Diamètre de l'épaississeur	m	7,52
Volume de l'épaississeur	m <sup>3</sup>	177,4
Le temps de séjours des boues dans l'épaississeur	h	19

### Remarque

Pour la station de Draa Ben Khedda, on opte pour un épaississeur gravitaire hersé (raclage mécanique), ayant un volume de 177,4 m<sup>3</sup> et sous forme d'un cylindre à fond conique à faible pente, afin de permettre le glissement des boues concentrées vers la fosse centrale.

### V.2.2. Réduction du pouvoir fermentescible des boues (stabilisation)

Cela peut se faire soit biologiquement soit chimiquement, on distingue :

#### V.2.2.1. La stabilisation aérobie

Elle est réalisée par le développement de micro-organismes dans un bassin de stabilisation identique au bassin d'aération. L'oxygénation, assurée par aération de surface ou insufflation d'air, doit permettre de maintenir une concentration d'oxygène dissous d'au moins 2 mg/l. L'efficacité de la stabilisation aérobie s'avère très souvent aléatoire car comme tout processus biologique, elle est fortement influencée par la température.

### Remarque

Le taux de réduction des matières volatiles obtenu par stabilisation dans les conditions climatiques les plus fréquentes, est sensiblement inférieur à celui atteint par digestion anaérobie chauffée. L'élimination des germes pathogènes est également moins efficace.

### V.2.2.2. La stabilisation chimique

Bloque simplement l'activité biologique, et donc l'évolution de la boue par adjonction d'une quantité importante de chaux qui augmente le pH du milieu.

L'effet de la chaux diffère suivant que la boue soit liquide ou pas.

- Pour les boues liquides : l'ajout de la chaux bloque temporairement les fermentations acides, il permet aussi d'améliorer la filtrabilité de la boue.

- Pour les boues déshydratées : l'effet de la chaux est beaucoup plus long. Dans ce cas le mélange boues-chaux est moins facile à réaliser et nécessite des équipements plus puissants.

Il faut noter que l'ajout de la chaux provoque une forte élévation de température, ce qui favorise la déshydratation de la boue

### V.2.2.3. La digestion anaérobie (méthanisation)

#### V.2.2.3.1. Définition

La digestion anaérobie est un processus de minéralisation de la matière organique par une microflore spécialisée. C'est un moyen efficace d'abattement de la matière organique biodégradable. La digestion anaérobie conduit à la formation d'un biogaz riche en méthane et dioxyde de carbone et d'un résidu liquide.[11]

#### V.2.2.3.2. Les phases de la digestion anaérobies

La digestion anaérobie s'effectue en deux phases principalement :

- La première phase, dit acide, les enzymes produites par les bactéries permettent la production d'acides volatils, de gaz carbonique, d'hydrogène sulfuré.
- La phase « méthanique » intervient ensuite réduisant les molécules organique principalement au stade de gaz méthane et ramenant le pH à la neutralité.

Les réactions anaérobies présentent plusieurs caractéristiques utiles à connaître pour la digestion :

- Très lentes à température ambiante, elles sont fortement influencées par la température, le tableau ci-dessus montre l'influence de la température sur le temps de la digestion des boues.

**Tableau.2** : L'influence de la température sur le temps de la digestion des boues urbaines.

température	33-37°C	20°C	15°C	10°C
Temps nécessaire à la digestion de boues urbaines	25 j	45 j	60 j	120 j

- Elles peuvent être déstabilisées par les chocs d'alimentation : l'introduction de trop grandes quantités des boues à traiter peut faire virer le digesteur en phase acide à la fois du fait de la surcharge organique et des chocs thermique (la phase méthanique est moins stable que la phase

acide). le retour a phase méthanique est alors lent et parfois délicat (on peut l'activer par l'introduction de la chaux ou, mieux, de soude)

- La phase méthanique peut être bloquée par un certain nombre de toxique dont certains métaux lourds.

### V.2.2.3.3. Types de digesteurs

D'un point de vue technique, on distingue :

- Les digesteurs " rustiques ", c'est à dire non chauffé ;
- Les digesteurs chauffés : le biogaz est récupéré et stocke dans des gazomètres pour être réutilisé afin de produire, par combustion, la chaleur nécessaire au maintien en température du digesteur, et de brasser le digesteur, par réinjection sous forte pression dans la masse de boues

### Remarque

Les phases détaillées de fermentation des boues réalisée dans le digesteur sont illustré dans la figure ci-dessus.

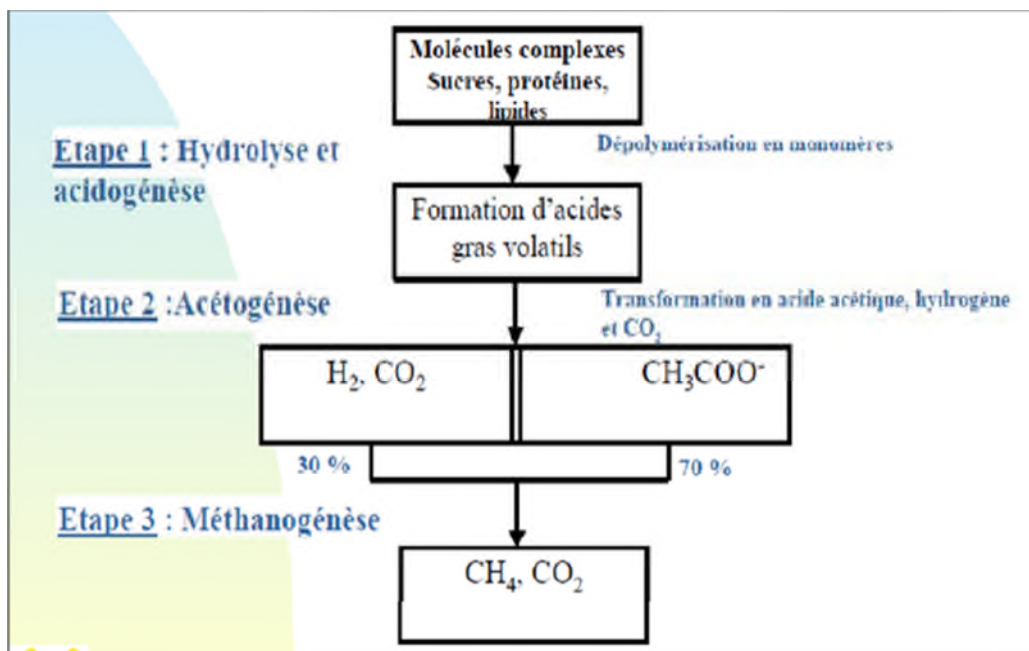


Figure V.2 : Mécanisme réactionnel de méthanisation[13]

### V.2.2.3.4. Dimensionnement de digesteur

#### V.2.2.3.4.1. Le choix de type de digesteur

Etant données la taille de la station d'épuration (53000Equivalent-Habitants (EqH)) et les technologies envisageables, nous avons choisi de retenir les paramètres suivants pour la suite du projet :

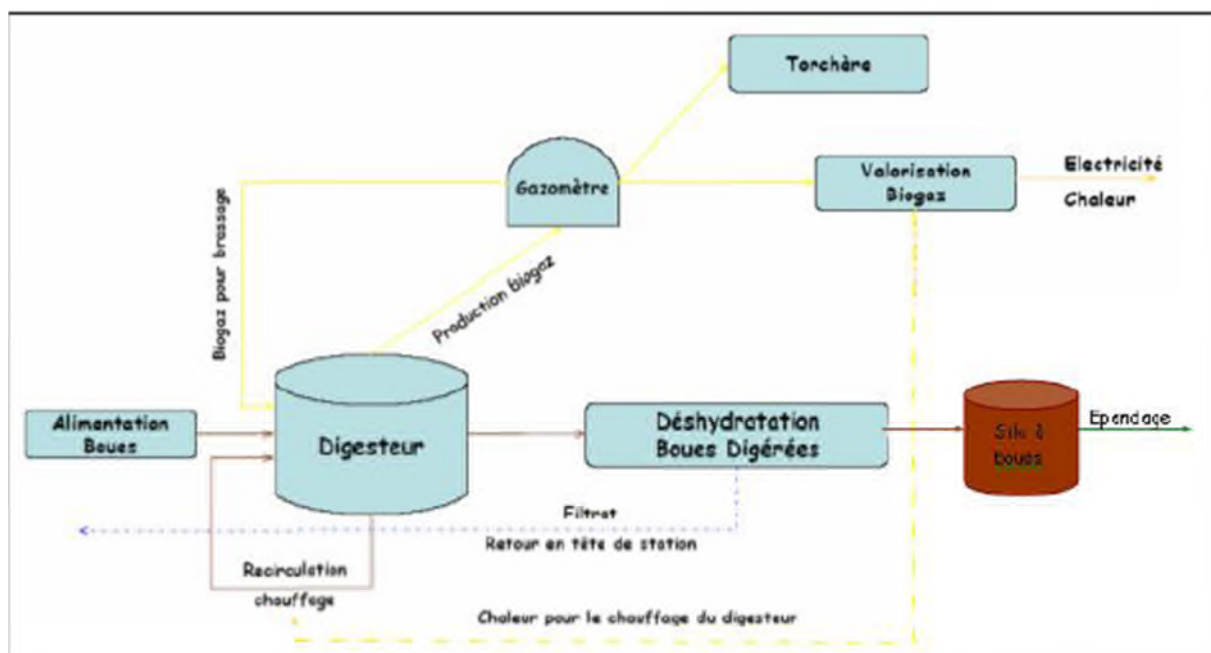
-Un unique digesteur de type cylindrique en béton privé d'oxygène et étanche à l'air (enceinte confinées) ;

- Un réacteur de type infiniment mélangé fonctionnant en continu dans lesquels le substrat est homogénéisé par brassage au gaz ;
- Fonctionnement mésophile (températures de consigne de 37 °C) ;
- Brassage interne par injection d'une partie du biogaz produit ;
- Un Temps de Rétention Hydraulique (TRH) de 25 jours.

### Remarque

Conduire une fermentation à température ambiante, semble affecter la croissance de la biomasse et les rendements.

En général, pour des raisons de cout énergétique, les expériences de méthanisation se font à des températures voisines de 35°.



**Figure V.3 :** Schéma représentatif de la chaîne de digestion anaérobie choisie. [13]

#### V.2.2.3.4.2. Calcul des éléments de digesteur

Dans le but de diminuer le volume des boues et leur quantité, les boues épaissies arrivent au digesteur avec une concentration de 90 g/l. [2]

##### V.2.2.3.4.2.1. Calcul du débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = \frac{\Delta X_t}{90}$$

$Q_d$  : Débit des boues arrivant au digesteur en  $m^3/j$  ;

$\Delta X_t$  : La quantité totale des boues produites en  $Kg/j$  ;

Application numérique :

$$Q_d = \frac{3188,48 + 1054,62}{90} = 47,15 \text{ m}^3/\text{j}$$

#### V.2.2.3.4.2.2. Calcul du Volume de digesteur

Le choix du procédé de digestion anaérobie s'est porté sur un digesteur mésophile de type infiniment mélangé. Le temps de séjour dans le digesteur ou temps de rétention hydraulique (TRH) est 25 jours

$$V_{de} = Q_d \times T_s$$

$V_{de}$  : Le volume effectif de digesteur en  $\text{m}^3$  ;

$Q_d$  : Débit des boues arrivant au digesteur en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;

$T_s$  : le temps de séjours des boues dans le digesteur en jour.

Application numérique :

$$V_d = 47,15 \times 25 = 1178,64 \text{ m}^3$$

En tenant compte du bullage, il faut donc un digesteur d'un volume total de  $1200 \text{ m}^3$ .

#### V.2.2.3.4.2.3. Calcul du diamètre du digesteur

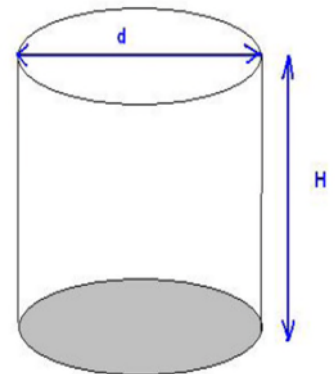
On a choisi un digesteur cylindrique respectant le rapport diamètre sur hauteur égal à 1. [13]

Le volume de ce digesteur s'écrit:

$$V = 0,25 \times H \times \pi \times D^2. [11]$$

Avec un volume total de  $1200 \text{ m}^3$  ; on en déduit la hauteur et le diamètre de notre digesteur.

$$D = \sqrt[3]{\frac{1200}{0,25 \times 3,14}} = 11,52 \text{ m}$$



#### VI.2.2.3.4.2.4. Calcul de la surface

La surface cylindrique du digesteur est calculée comme suite :

$$S_d = 2 \times \pi \times R \times H$$

$S_d$  : La surface du digesteur cylindrique en  $\text{m}^2$  ;

$R$  : Rayon du digesteur en m ; qui est égal à 6,06 m

$H$  : La hauteur du digesteur en m.

$$S_d = 2 \times 3,14 \times 5,8 \times 11,52 = 419,60 \text{ m}^2$$

#### V.2.2.3.4.3. Calcul de la quantité de la matière sèche dans les boues fraîches

D'après TABASARAN,  $M_s = Q_d \times \gamma_s \times T_{Ms}$

Avec :

$\gamma_s$  : Le poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche =  $1 \text{ t/m}^3$  ;

$Q_d$  : Le débit de la boue entrant de le digesteur en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;

$T_{Ms}$  : La teneur de la matière sèche dans la boue fraîche qui est de 3% à 4%. [12]

$$M_s = 47,15 \times 1 \times 0,035 = 1,65 \text{ Tonne/j}$$

#### V.2.2.3.4.2. Calcul de la matière organique contenu dans la boue

$$M_o = M_s \times T_{Mo}$$

$T_{Mo}$  : Teneur en  $M_o$  des boues fraîche qui est de 70% [2]

Application numérique :

$$M_o = 1,65 \times 0,70 = 1,16 \text{ T/j}$$

#### V.2.2.3.4.3. Calcul de la matière minérale

$$M_{\min} = M_s - M_o$$

$$M_{\min} = 1,65 - 1,16 = 0,49 \text{ T/j}$$

#### V.2.2.3.4.4. Calcul de la matière sèche dans la boue digérée

$$M_{BDS} = M_{\min} + M_o \times (1 - 0,138 \times \sqrt{T^\circ}) \times 0,75$$

0,138 et 0,75 sont des coefficients empiriques ;

$T^\circ = 37^\circ\text{C}$ .

$$M_{BDS} = 0,49 + 1,16 \times (1 - 0,138 \times \sqrt{37^\circ}) \times 0,75 = 0,63 \text{ Tonne/j [2]}$$



#### V.2.2.3.4.5. Calcul de la quantité de boue digérée [2]

$$Q_{BD} = M_{BDS} \times \left( \frac{1}{T_s \times \gamma_{se}} + \frac{1}{\gamma_{hs}} + \frac{1}{\gamma_{se}} \right)$$

$Q_{BD}$  : Débit des boues digérées en  $m^3/j$  ;

$M_{BDS}$  : Quantité de matières sèche dans la boue digérer en T/j ;

$T_s$  : Teneur en matière sèche dans la boue digérée = 10 % ;

$\gamma_{se}$  : Poids spécifique de l'eau en excès de la boue digérée = 1 T/ $m^3$  ;

$\gamma_{hs}$  : Poids spécifique de la matière sèche dans la boue digéré = 2 T/ $m^3$ .

$$Q_{BD} = 0,63 \times \left( \frac{1}{0,10 \times 1} + \frac{1}{2} - \frac{1}{1} \right) = \mathbf{5,98} \text{ m}^3/j$$

#### V.2.2.3.5. Calcul de la quantité de biogaz produit [2]

1)-La quantité théorique de biogaz est donnée par la formule

$$Q_{bioth} = 138 \times \sqrt{T^{\circ}} \times M_o$$

$$Q_{bioth} = 138 \times \sqrt{37^{\circ}} \times 1,16 = 973,73 \text{ m}^3/j$$

2)-La quantité de biogaz réelle est estimée (70% à 80%) de  $Q_{bioth}$ , dans notre cas on opte pour 75% ce qui donne :

$$Q_{bioR} = 0,75 \times Q_{bioth}$$

$$Q_{bioR} = 0,75 \times 973,73 = 730,3 \text{ m}^3/j$$

3)-La quantité du méthane produite

Ce biogaz est composé de :

-65% à 70% de «  $CH_4$  » méthane ;

-25% à 30% de «  $CO_2$  » dioxyde de carbone.

Pour le méthane en prend 65% ce qui donne :

$$Q_{CH_4} = 0,65 \times Q_{bioR}$$

$$Q_{CH_4} = 0,65 \times 730,3 = 474,7 \text{ m}^3/j$$

4)-Quantité du gaz carbonique

Pour le gaz carbonique en prend 30% ce qui donne :

$$Q_{CO_2} = 0,30 \times 730,3 = 219,09 \text{ m}^3/j$$

Et les 5% qui reste son constitue d'autre gaz ( $H_2$ ,  $H_2S$ , .....)

5)-Le débit de biogaz resetant

$$Q_{\text{bioRS}} = 0,05 \times 730,3 = 36,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

### ***V.2.3. La déshydratation***

Il existe de nombreux procédés de déshydratation, qui diffèrent selon le principe de fonctionnement : Filtration sous vide, les filtres-presses, les filtres à bande, lit de séchage et centrifugation.

#### **Remarque**

Tous les procédés cités ci-dessus (excepte le lit de séchage) nécessitent une préparation préliminaire de la boue, afin qu'elle soit apte à être déshydratée. C'est le conditionnement des boues, qui est le plus souvent chimique, réalisé par ajout de réactifs chimiques, chaux et chlorure ferrique pour le filtre presse, poly électrolyte pour les autres procédés.

#### ***V.2.3.1. Le choix du procédées de déshydrations***

La déshydrations naturel peut être utilisé car elle est plus économique et facile à gérée, ainsi que la disponibilité du terrain. La déshydratation naturelle n'est à retenir que sur des boues stabilisé (digérées anaérobie).

#### ***V.2.3.2. Composition d'un lit de séchage***

Les lits de séchage utilisent pour la déshydratation des boues à la fois des phénomènes d'évaporation et de drainage. Il s'agit de grands lits rectangulaires dans lesquels sont déversées les boues liquides. Ils sont généralement constituées de matériaux poreux formé en couche différentes tel que :

- La couche supérieur et de 10 à 15 cm de sable fin de diamètre de 0,1 à 0,5 mm ;
- Couche de gravier fin de 15 à 20 cm, de diamètre 5 à 15 mm ;
- Couche support de gras cailloux avec une couche de gravier 15 à 30 mm et de hauteur de 20 cm.
- Puis un drain au fond de cette couche support de pente 3 à 4 %.

L'épaisseur de boues liquide est de 30 à 40 cm selon les conditions climatique.

#### ***V.2.3.3. Dimensionnement des lits de séchages [2]***

Pour le dimensionnement des lits on prend les valeurs ci-dessus

- Hauteur de boues = 40 cm ;
- Si les lits sont alimentés en un seul point la largeur ne doit pas dépassé 8 m pour une longueur de 20 m.

Donc :

La largeur = 8 m ;

La longueur = 20 m ;

La pente du radier = 4%.

On dimensionne les lits avec le débit digéré.

- La surface horizontal de remplissage  $S = 8 \times 20 = 160 \text{ m}^2$

Dans notre cas on prend le temps de séchage = 1 mois (30 jours).

- le volume de boues digérées est  $V_d = Q_{BD} \times T_{sé}$

$$V_d = 6 \times 30 = 180 \text{ m}^3$$

- La surface utile est  $S_{ut} = \frac{V_d}{\text{épaisseur de boue } (=0,4)}$

$$S_{ut} = \frac{180}{0,4} = 450 \text{ m}^2.$$

-le nombre de lits =  $\frac{S_{ut}}{S} = 3$  lits

Les résultats de calcul des dimensions de digesteur anaérobie et les lits de séchage sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau V.3** : Résultats de calcul de digesteur anaérobie et les lits de séchage.

Paramètres	Unités	Valeurs
$Q_d$	$\text{m}^3/\text{j}$	47,15
$M_s$	Tonne/j	1,65
$M_o$	Tonne/j	1,16
$M_{\min}$	Tonne/j	0,49
$M_{BDS}$	Tonne/j	0,63
$Q_{BD}$	$\text{m}^3/\text{j}$	6
Temps de séjours dans lit de séchage	jours	30
Volume de boue digérée $V_d$	$\text{m}^3$	180
Epaisseur de boue	m	0,4
$S_{ut}$	$\text{m}^2$	450
Nombre de lits	/	3

#### **V.2.3.4. Elimination des boues**

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

- 1-Valorisation agricole ;
- 2-Incinération ;
- 3-Mise en décharge.

Les contraintes technico-économique et environnementales orientent le choix du mode d'élimination finale des boues.

La valorisation agricole des boues d'épuration permet de recycler des éléments fertilisants et de la matière organique indispensable à la productivité des sols. Chaque fois qu'elle est techniquement, économiquement et réglementairement possible, la valorisation agricole des boues doit être recherchée et préférée à leur incinération ou à leur mise en décharge, celle-ci sera la variante qu'on adoptera pour notre cas.

### **V.3.Conclusion**

Les boues provenant de la sédimentation primaire et secondaire sont épaissies avant d'être dirigées vers le digesteur. Les boues épaissies sont décomposées dans le digesteur sous l'action de micro-organismes anaérobiques. De cette décomposition se dégage du dioxyde de carbone et du méthane qui est stocké avant d'être utilisé. Les boues restantes sont à nouveau asséchées pour être utilisées comme amendement organique et participer ainsi à la reconstitution de l'humus des sols.

## **VI.1.Introduction**

Une longue durée de vie d'une station d'épuration et son bon fonctionnement reposent sur une exploitation efficace et entretien continu de ses ouvrages.

## **VI.2.Gestion et exploitation de la STEP**

### *VI.2.1.Etablissement de document*

Une station d'épuration comportant des appareillages de diverses natures, il est indispensable d'établir, au préalable, un nombre de documents permettant une organisation rationnelle de leur entretien.

#### *VI.2.1.1.Documentation d'ordre des opérations à effectuer*

Les documents permettant de déterminer les opérations à effectuer et d'en ordonner l'exécution sont :

- Un tableau général du matériel : les caractéristiques et les organes de chaque appareil y sont mentionnés ;
- Les fiches d'entretien par appareil ;

Les fiches d'entretien établies pour chaque appareil doivent indiquer toutes les opérations à y effectuer avec mention de leur fréquence.

#### *VI.2.1.2.Documentation de contrôle*

- Les feuilles de temps de marche mentionnent les temps de marche journaliers et, éventuellement, la puissance absorbée ;
- Les fiches de contrôle qui permettent d'apprécier les baisses de rendement et de déterminer le moment opportun de remplacement.

Des rapports d'exploitation détaillés sont indispensables pour contrôler la marche de la station. La comparaison des rapports mensuels s'étendant sur de longues périodes, permet de constater les variations dues aux changements de population, de la station, de méthodes d'exploitation ou d'autres facteurs.

## **VI.3 Mesures et contrôles à effectuer au niveau de la station d'épuration**

Dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, un certain nombre de mesures et contrôles doivent être effectués, dont les principaux sont :

Mesure de débit

Mesure de pH

Mesure de la DCO

Mesure de la DBO<sub>5</sub>

Mesure de la quantité d'oxygène dissous

Recherche des substances toxiques

## **VI.4. Entretien des ouvrages de la STEP**

### ***VI.4.1. Relevage des effluents***

#### ***VI.4.1.1. Suivi :***

Inspection visuelle journalière de la bache de relevage et du débit des pompes (colmatage...)  
Relevé des compteurs horaires.  
Contrôle régulier du débit des pompes (au moins 2 fois/an).

#### ***VI.4.1.2. Entretien :***

Nettoyage une fois par semaine de la surface et des parois du poste (écumage - lavage au jet)  
Vidange régulière des dépôts (au moins 2 fois par an).  
Tuyau d'arrosage à forte pression.

### ***VI.4.2. Dégrillage***

#### ***VI.4.2.1. Suivi :***

Contrôle visuel journalier des équipements électromécaniques  
Inspection journalière de la quantité de déchets retenus.

#### ***VI.4.2.2. Entretien :***

- Nettoyage journalier de la grille manuelle (la fréquence pourra être réduite suivant l'importance des déchets retenus).
- Mise en stockage en conteneur à ordures ou bac approprié après égouttage préalable.

#### ***VI.4.2.3. Matériels utilisés :***

Râteau ou fourche.

#### ***VI.4.2.4. Devenir des déchets :***

- Stockage en décharge.
- Incinération après compactage.
- Proscrire leur évacuation en agriculture.

### ***VI.4.3. Dessablage***

#### ***VI.4.3.1. Suivi :***

- Longitudinal : contrôle de la quantité des sables piégés
- Systèmes automatisés (tangential ou couplé avec un dégraisseur) : inspection journalière des équipements électromécaniques.

**VI.4.3.2. Entretien :**

Extraction des sables 1 à 2 fois par semaine et stockage sur une aire d'égouttage.

**VI.4.3.3. Devenir des sables :**

- Stockage en décharge.
- Utilisation en remblais (attention aux risques de lessivage de matières organiques vers les cours d'eau).

**VI.4.4. Dégraissage**

**VI.4.4.1 Suivi :**

Pour les ouvrages mécanisés : contrôle des équipements (bullage - raclage).

**VI.4.4.2. Entretien :**

Vidange régulière de la fosse de stockage des écumes (ne pas attendre la surcharge de celle-ci : risques d'odeurs, de retours d'eau chargée en graisses).

**VI.4.4.3. Devenir des graisses :**

- Valorisation agricole tolérée dans une proportion raisonnable par rapport aux boues (5 à 10 % maxi).
- Incinération.
- Traitement biologique spécifique.

**VI.4.5. Décanteur**

- Entretien des équipements mécaniques et électriques et vérification du niveau d'huile (lubrifiant) des moteurs d'entraînement (pont racler).
- Enlèvement des algues à l'aide des brosses.
- Une vidange une fois par an est nécessaire pour vérifier l'état des équipements immergés (niveau des racleurs)

**VI.4.6. Le bassin d'aération**

- Contrôler et intervenir pour que tout les équipements d'aération fonctionnent convenablement.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Lavage au jet d'eau des parties non immergées (déversoirs, caniveau) une fois par semaine.
- Vidange et nettoyage des bassins une fois an.

**VI.4.7. Clarificateur**

- Analyse de l'eau épurée après clarification (DBO, DBO<sub>5</sub>, MES).
- Nettoyage quotidien par brassage des canaux en déversoir

- Les réactifs utilisés pour la désinfection doivent être stockés dans des endroits isolés et sec pour conserver leur efficacité.

#### ***VI.4.8.Epaississeur***

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement mécanique et électromécanique de dispositif de raclage.
- Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux de sur verse et des boues épaissies
- Relever les volumes de boues soutirées des épaississeurs.
- Vidange tout les 5 ans des ouvrages pour contrôler les structures immergées.

#### ***VI.4.9.Les lits de séchage***

- L'épaisseur des boues à admettre sur les lits de séchages ne doit dépasser 40 cm.
- Il est formellement déconseillé d'admettre de nouvelles boues sur un lit de séchage en cours de déshydratation.
- Généralement, la protection des lits de séchages se fait par film plastique noir qui évite la prolifération de la végétation.
- Les lits de séchages seront refaits tous les ans à cause du colmatage des drains.

#### ***VI.4.10.Le digesteur***

- Rinçage des parois internes du digesteur avec un jet d'eau.
- Nettoyer les tubulures de gaz pour le brassage et brise chapeau.

Ces actions de nettoyages doivent être effectuées une fois tout les six mois.

### **VI.5.Suivi des paramètres de fonctionnement du bassin biologique**

#### ***VI.5.1.Aération des boues***

##### ***VI.5.1.1.Dysfonctionnements :***

Des dégradations notables de la qualité du rejet peuvent être provoquées par :

- une insuffisance d'aération (présence importante d'ammoniaque (NH<sub>4</sub>), eaux troubles, gonflement des boues) en raison :
  - d'une surcharge polluante
  - d'une concentration en boue trop élevée
- un excès d'aération (présence de nitrates (NO<sub>3</sub>), rejets de flocons de boues (dénitrification).

#### ***VI.5.2.Décantation des boues***

##### ***VI.5.2.1.Dysfonctionnements :***

La décantation des boues peut être notablement perturbée par :

- une surcharge hydraulique
- un défaut de recirculation
- une insuffisance d'aération favorisant le gonflement des boues (bactéries filamenteuses)



- un excès d'aération favorisant des remontées de flocons de boues (dénitrification).

**VI.5.2.2.Suivi :**

1 à 2 fois par semaine : test de décantation en éprouvette

Vérification journalière de la limpidité et du niveau des boues dans le clarificateur (en fin dematinée ou début d'après-midi de préférence).

**VI.5.2.3.Entretien :**

Décanteur statique : brossage des parois de l'ouvrage jusqu'au fond de l'ouvrage(recirculation mise en continu pour la récupération des boues) 1 fois par semaine.

Brossage 1 fois par semaine des rigoles, cloison siphonide (dépôts boueux – algues...)

Vidange régulière de la fosse de stockage des écumes.

**VI.5.3.Test de turbidité (Disque de Secchi)**

**VI.5.3.1.Principe :**

Le test de turbidité permet d'apprécier la transparence d'une eau traitée en mesurant la profondeur à laquelle disparaît un disque blanc immergé dans le clarificateur.

La transparence sera d'autant plus élevée que la teneur en matières en suspension sera faible.

**VI.5.3.2.Matériel nécessaire :**

Le matériel utilisé, appelé disque de Secchi, est composé d'un disque blanc d'environ 30 cm de diamètre, monté sur un manche de 1,5 à 2 m, gradué tous les 10 cm.

**VI.5.3.3.Recherche du niveau des boues :**

Après avoir déterminé la turbidité de l'eau, il est utile de rechercher la présence d'un voile de boues dans le clarificateur de manière à apprécier l'aptitude des boues à la décantation dans l'ouvrage(immersion du disque et remontée par coup sec pour permettre une remontée des boues).

Un niveau des boues proche de la surface pourra être révélateur :

- D'une perturbation hydraulique du décanteur
- D'un défaut de recirculation qui permettra d'adapter en conséquence les réglages de recyclage des boues.

Attention : une augmentation conséquente de la recirculation avec un niveau des boues proche de la surface (10 à 30 cm) peut engendrer des rejets de boues prématurés. Dans ces conditions extrêmes, un arrêt de l'aération sera préférable afin de soulager le clarificateur avant la modification des réglages de recirculation.

**VI.5.3.4.Interprétation du test :**

En règle générale :

- une limpidité supérieure à 60 cm témoignera d'une bonne qualité de l'eau épurée (matières en suspension inférieures à 20 mg/l)
- une limpidité inférieure à 30 cm indiquera une qualité moyenne, voire médiocre durejet.

Mais une limpidité de 60 cm avec un voile de boue à 2 m de surface, n'aura pas la même signification qu'une situation de limpidité identique avec un niveau des boues à 60-70 cm du plan d'eau.

#### ***VI.5.4.Extraction des boues***

##### ***VI.5.4.1.Dysfonctionnements :***

Une insuffisance des extractions de boues va favoriser une surcharge en boues du bassin d'aération et favoriser un défaut d'aération, ce qui va nécessiter une augmentation du fonctionnement des aérateurs, d'où une surconsommation d'énergie électrique.

Suivi :

- Contrôle 1 à 2 fois par semaine de la décantation des boues en éprouvette.
- Réglage du temps d'extraction en fonction du résultat obtenu.
- Relevé des compteurs horaires.
- Contrôle régulier du débit des pompes (au moins 2 fois par an).

#### **VI.6.Conclusion**

Les mesures et analyses constituent les moyens de contrôle du fonctionnement correct de l'installation. Elles permettent, en outre, de vérifier si l'effluent épuré satisfait à la réglementation en vigueur.

Un bon suivi d'une station d'épuration, nécessite de former des équipes de techniciens ayant pour mission de vérifier au moins quatre fois par an les possibilités de leur amélioration.

L'étude de réhabilitation de la station d'épuration de DBK a débuté par une Inspection de la situation existante. Les résultats obtenus sur les caractéristiques physico-chimiques des eaux usées et les différentes visites techniques effectuées sur les lieux témoignent de l'état de dysfonctionnement et de saturation de la STEP.

Afin de remédier à ces problèmes, l'idée de la mise en place d'une nouvelle station d'épuration jaillisse.

Notre choix c'est porté sur la station à boues activées. Ce choix est motivé par l'impact économique et environnemental de ce type de STEP. En effet Le traitement des eaux par le procédés boues activées à moyen charge commence comme suit :

- Traitement physique en s'appuyant sur dégrilleure grossier et fin mécanisé possédant les propriétés suivantes : largeur de 2,87 m et 1,98 m.
- Un traitement primaire réalisé dans 2 décanteur circulaire raclé identique de volume 1094,769 m<sup>3</sup> et diamètre 19,28 m.
- Une épuration biologique qui se fait à l'aide de 2 bassin rectangulaire ayant un volume 760 m<sup>3</sup> et équipé de 4 aérateur de surface pour chacun.
- Un traitement secondaire, on a prévue 2 décanteurs identiques de type circulaire à fond incliné muni d'un système de raclage mécanique. Le volume dimensionné pour ce dernier 4537,89 m<sup>3</sup> (pour chacun).

En final en termine la phase d'épuration des eaux avec une désinfection qui est envisagé en sein d'un ouvrage rectangulaire chicané avec un volume 364,92 m<sup>3</sup>. Pour le désinfectant, on a choisie l'hypochlorite de sodium avec 1,53 m<sup>3</sup>/j comme quantité journalière.

Pour les boues résultantes, on a envisagé un traitement spécifique qui commence par un épaisseur gravitaire hersé avec un volume de 177,4 m<sup>3</sup> et de 47,15 m<sup>3</sup>/j comme quantité de boue épaisie.

En deuxième lieux vient la digestion anaérobie qui est caractérisé par la méthanisation. Ce dernier ce fait dans une enceinte enfermée cylindrique dans des conditions mésophile. Les dimensions de digesteur : un volume de 1178,64 m<sup>3</sup>, surface de 419,60 m<sup>2</sup>. Concernant la quantité de boue digérée, on trouve un chiffre qui est de 6 m<sup>3</sup>/j.

En dernier lieux, on utilise les lits de séchages comme une étape de finalisation de notre traitement. Les dimensions sont : la surface utile est de 450 m<sup>2</sup>, le nombre de lits qui est égal à 3 lits.

Comme perspectives, on envisage la valorisation des eaux épurées ainsi les boues pour l'intérêt agricole.

Concernant le biogaz produit, on prévoit d'utiliser une quantité pour chauffer la chaudière de digesteur, une autre pour le brassage, ainsi brûler ce dernier pour la production de la lumière.

Pour terminé, le sujet de traitement d'eau devient de plus en plus important au niveau mondiale et politique et provoque des guerres comme celle entre Liban et Israël c'est pourquoi il faut avoir un plan de conservation d'eau pluviale et sous-terrain et de traiter l'eau usée pour la réutilisation dans l'agriculture et l'industrie. Comment peut on utiliser l'eau usées comme source d'énergie renouvelable c'est une question primordiale dans le future proche !



- [1] **BECHAC, J. BOUTIN, P., MERCIER, B. et NUER, P.**, Traitement des eaux usées, Edition EYROLLES, 1984.
- [2] **CHOUIA, N., et DEBIANE, K.** étude et conception de la station d'épuration du bassin versant de Beni-Messous, *Projet de fin d'études*, E.N.P, Alger, 1996.
- [3] **BELKASMI, F. et BOUNIF, N.**, Dimensionnement et estimation du cout des stations d'épuration de SIDI-AICH et AMIZOUR. *Projet de fin d'étude* en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en hydraulique, Université Abderrahmane Mira, Bejaia, 1998
- [4] **Gomella, C. et Guerrée, H.**, Les eaux usées dans l'agglomération urbaine ou rurales, Edition Eyrolles, 1998.
- [5] **Cardot, C.**, Les traitement de l'eau, procédés physico-chimiques et biologiques, cours et problèmes résolus, Edition Ellipses marketing, S.A, France, 1999
- [6] Schéma directeur d'assainissement des centres de Tizi Ouzou, Tadmait, DBK, DEM et Ouadhia –Centre de Draâ-Ben-Khedda, GEOSYSTEM Consult (Algérie) ,2000.
- [7] **SILMAN, S. et PAPA, S.**, Etude de réhabilitation de la station d'épuration SALY PORTUDAL. *Projet de fin d'étude* en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur, Université Cheikh ANTA DIOP DAKAR, Sénégal, 2002.
- [8] **ABDELBOST, S. et BELAID, L.**, Etude et dimensionnement des réseaux d'AEP et d'assainissement, et de la station d'épuration de la zone touristique de TIGHREMT (commune de toudja), *Mémoire de fin d'étude*, Université A.MIRA ,2003.
- [9] **BAHLOUL, F.**, Conception et dimensionnement d'un collecteur principal d'eaux usées pluviales et d'une station d'épuration à Akbou, *Mémoire de fin d'étude*, Université A.MIRA, Bejaia, 2004.
- [10] **Degrémont**, Mémento technique de l'eau ; *Dixièmes Edition Tome 2*, 2005.
- [11] **MESSAOUDENE, F. et SOUIKI, R.**, Contribution au dimensionnement du réseau d'assainissement et de la station d'épuration d'OUED-FALLI Commune et daïra de Tizi-Ouzou, *Mémoire de fin d'étude*, UMTO, 2007.
- [12] **MIRA, Y.**, Contribution à la conception de la station d'épuration d'ISOLA 2000. Département Hydraulique, *Projet de fin d'étude*, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, 2007.
- [13] **CHANEL, H.**, Conception de station d'épuration. *Mémoire de fin d'étude* pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur en Energétique, Option Froid et Climatisation. Conservatoire national des arts et métiers, Paris, 2012.
- [14] **SAHTOUT, N.**, Etude de station de traitement des eaux à boues activées : Optimisation de L'aération et la clarification en vue d'une bonne décantabilité des boues. Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de Magister, Université Badji Mokhtar, ANNABA 2012.

[15] Document fournie à partir du plan d'aménagement et d'urbanisme de la commune de Draa ben Khedda réalisé le Avril 2013 par URBA-S.

[16] **KEDADOUCHE, D. et TAMERIOUT, S.**, Etude de la station d'épuration de la ville d'Akbou. *Mémoire de fin d'étude* en vue de l'obtention du diplôme master en hydraulique, Université Abderrahmane Mira, Bejaia, 2013

[17] **AOUAD, R. et ISMIGAOUA, S.**, Contribution au dimensionnement de la station d'épuration biologique par boue activé Oued Fali, *Mémoire de fin d'étude*, UMTO ,2014.

## Annexe 1

**Tableau :** Normes de rejets de l'OMS, appliquées en Algérie

Paramètres	Unités	Normes
T°	°C	30
PH	/	6,5-8,5
O <sub>2</sub>	Mg/l	05
DBO <sub>5</sub>	Mg/l	30
DCO		90
MES	Mg/l	30
Zinc	Mg/l	02
Chrome	Mg/l	0,1
Azote totale	Mg/l	50
Phosphates	Mg/l	02
Détergents	Mg/l	01
Hydrocarbures	Mg/l	10
Huiles et graisses	Mg/l	20

## Annexe 2

**Tableau :** Les valeurs du coefficient de forme  $\beta$ .

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

## Annexe 3 :

Les résultats de calcul de temps de séjours pour les différents débits pour le décanteur primaire sont résumés dans le tableau ci-dessus.

**Tableau :** Les résultats de calcul de temps de séjour pour les différents débits.

Paramètres	unités	valeurs
T <sub>s</sub> pour Q <sub>ptp</sub>	h	1h30min
T <sub>s</sub> pour Q <sub>pts</sub>	h	4h30min
T <sub>s</sub> pour Q <sub>moyh</sub>	h	7h25min
T <sub>s</sub> pour Q <sub>d</sub>	h	5h34min
T <sub>s</sub> pour Q <sub>n</sub>	h	11h24min

## Annexe 6

Les résultats de calcul de temps de séjours pour les différents débits pour le décanteur secondaire sont résumés dans le tableau ci-dessus.

**Tableau :** *Le temps de séjours pour les différents débits calculés.*

Paramétrer	Unité	valeurs
Le temps de séjours par débit par temps de pluie	h	6h13min
Le temps de séjours par débit moyen horaire	h	30h42min
T <sub>s</sub> par temps sec	h	18h30min
Ts par Débit diurne	h	23h54min
Ts par Débit nocturne	h	43h23min

## Annexe 7

Des arguments pour et contre le procédé anaérobie sont donnés dans le tableau ci-dessus.

**Tableau :** *Bilans des avantages est inconvénients de la digestion anaérobie.*

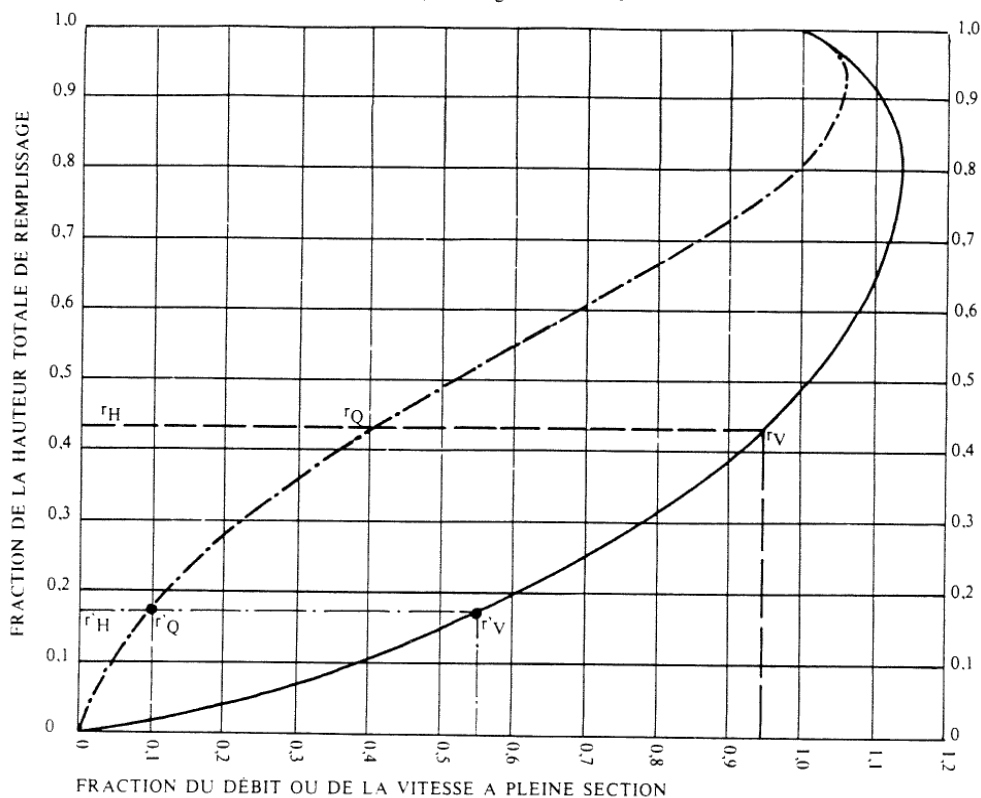
Avantages	Inconvénients
<p>-Conversion de la majeure partie du C organique en un gaz combustible (5500 Kcal, teneur en CH<sub>4</sub> de l'ordre de 65%).</p> <p>-Faible production d'une boue fluide, aisément transportable, homogène, aux caractéristiques lentement variables.</p> <p>-Taux de stabilisation des matières organiques élevées permettant d'éviter toute fermentation acides ultérieure, possibilité d'un stockage prolongé de durée indéfinie a ciel ouvert et manipulation sans nuisance des boues produites.</p> <p>-Faible utilisation d'énergie électrique Réduction appréciable des germes pathogènes</p>	<p>-Lenteur de reproduction des micro-organismes méthanogènes.</p> <p>-Démarrage délicat et lent de la méthanisation Température relativement élevée (35°) de la réaction.</p> <p>-La méthanisation n'est qu'un prétraitement. Ce procédé n'élimine pas l'azote.</p> <p>-Problèmes dus à la réutilisation du gaz difficilement stockable.</p>





VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitives des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour  $r_Q = 0,40$ , on obtient  $r_V = 0,95$  et  $r_H = 0,43$ .

Pour  $Q_{PS}/10$ , on obtient  $r'_V = 0,55$  et  $r'_H = 0,17$  (autocurage).

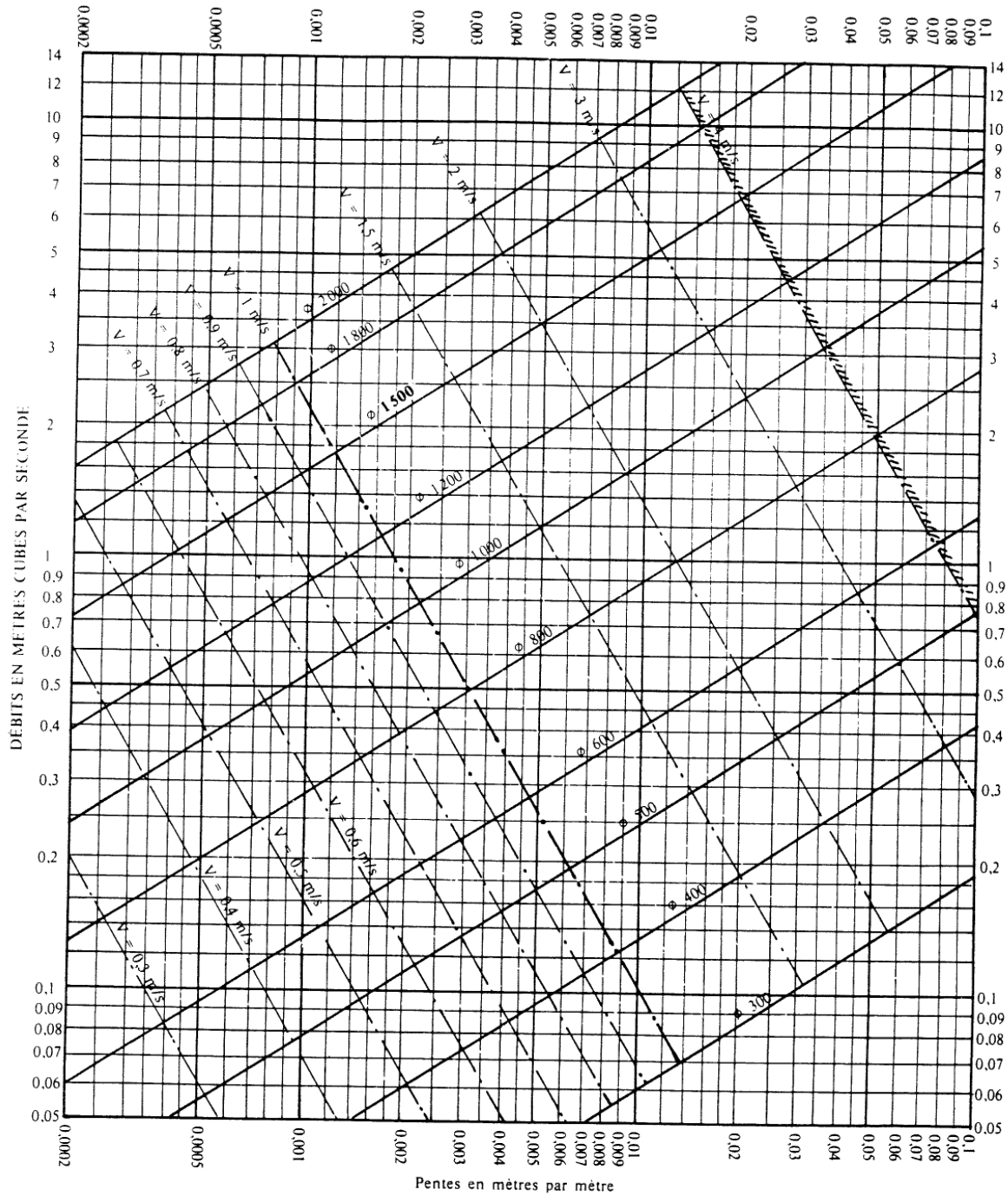
**Nota.** — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport  $r_Q = 1,00$  est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Le débit maximum ( $r_Q = 1,07$ ) est obtenu avec  $r_H = 0,95$ .

La vitesse maximum ( $r_V = 1,14$ ) est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % (  $f = 0,30$ ). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

## Résumé

Suite aux différents problèmes survenus au niveau de la station d'épuration de DBK, la STEP a été mise à l'arrêt après quelques années de sa mise en service en 1974.

L'objet du présent mémoire est l'étude de réhabilitation de cette STEP afin de résoudre le problème d'évacuation des eaux usées de la commune de Draa Ben Khedda.

Après inspection sur lieux, on a constaté l'incapacité de la station à épurer les eaux usées de la commune en termes de quantité et qualité.

La solution jugée plus opportune est le dimensionnement d'une nouvelle station d'épuration à moyenne charge avec des estimations de l'horizon 2040.

Mots clés : station d'épuration, moyen charge, boue activé, BDO<sub>5</sub>.

## Abstract

Following various problems encountered at the treatment plant of DBK, the STEP was decommissioned a few years after its commissioning in 1974.

The purpose of this memory is the rehabilitation's study of the STEP to solve the problem of wastewater of this town.

After inspection of places, there was a failure of the station to treat the wastewater of the municipality in terms of quantity and quality.

The deemed preferable solution is the design of a new wastewater treatment plant average load with estimates of 2040.

**Keywords:** Wastewater treatment plant, Activated sludge, Average load.

## ملخص

تبعاً لعدة صعوبات تعرضت لها محطة تنقية المياه القذرة لبلدية دراع بن خدة و بعد بضع سنوات من وضعها في الخدمة سنة 1974 , تم توقيفها.

تهدف دراستنا الحالية الي اعادة هيكلية المحطة لحل مشكلة تصريف المياه القذرة, بعد معاينتنا لها , استنتجنا عدم قدرتها على معالجة مياه الصرف للبلدية كمية و نوعاً.

افضل حل معتبر هو تصميم محطة جديدة من نوع متوسطة التحميل بتقديرات عام 2040  
كلمات مفتاحيه : محطة التصفية,متوسطة الحمل,وحل نشط.

# **Introduction générale**

# **Chapitre I**

## **Généralités sur les eaux usées et les procédés de traitement**

## **Chapitre II**

### **Présentation de la commune et estimation des rejets**

**Chapitra III**  
**Inspection de la STEP**  
**existante**



## **Chapitre IV**

# **Dimensionnement de la nouvelle station d'épuration**

**Chapitre V**  
**Traitement des boues**

**Chapitre VI**  
**Gestion et entretien d'une station  
d'épuration**

## **Conclusion générale**

# **Annexe**

## **Liste bibliographique**