REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME:

CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION PAR BOUES ACTIVEES DE LA VILLE DE SID LAKHDAR (W.MOSTAGANEM)

Présenté par :

Mr : KOUDACHE Said

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mme B.TOUAIBIA	Professeur	Président
Mme F.AMMOUR	MA.A	Examinatrice
Mr A.BOUFEKANE	MA.A	Examinateur
Mr M.DJELLAB	MC.B	Examinateur
Mr A.AMMARI	MC.B	Examinateur
Mme L .TAFAT	MA.A	Promotrice

Session Juin - 2013

REMERCIEMENT

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

J'exprime ma profonde reconnaissance à Madame TAFAT.L, pour la confiance qu'elle m'a témoigné en dirigeant ce travail, sa rigueur scientifique, sa qualité humaine, son optimisme, ainsi que ses connaissances, m'ont permis d'avancer sereinement durant cette année. Je vous remercie également pour votre disponibilité, votre patience et vos précieux conseils.

Je remercie vivement l'ensemble des membres du jury M^me^ : TOUABIA et AMOUR, M^r^ AMARI , DJELAB et BOUFEKANE.

J'ai bien sûr une pensée toute particulière à la meilleure famille au monde «la mienne ». Mes parents et mes frères qui m'ont constamment encouragée dans les moments difficiles en me faisant apprécier les petits bonheurs. Je voudrais les remercier du fond du cœur pour m'avoir soutenu sans réserve et jusqu'au bout de mes études. C'est grâce à vous que je suis arrivée jusque là.

Il est difficile de remercier toutes les personnes qui, d'une façon ou d'une autre, m'ont apporté leur aide, sans prendre le risque d'en oublier.
J'espère néanmoins leur avoir fait preuve de toute ma reconnaissance à chaque fois qu'elles ont facilité mon travail, donné un coup de main (souvent en donnant des coups de pelles !), écouté, soutenu, conseillé,…

MERCI !… MERCI !

Dédicace

A mes très chers parents qu'ont toujours été là pour moi et qui m'ont donné un magnifique modèle du beur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes grands pères MOHAMED et LOUIZA.

A AMINA.

A mes frères : ABD ELGHANI, YACINE, MOKHTAR SOFIAN CINOU, NOUH, CHINOUI et HAMID, AMIN, MOUFEK, HAMZA, MORAD.

A mes sœurs : SIHEM, SARA, AMIRA, SONIA et AMEL

A mes oncles maternels et paternels.

A mes amis : MON CHOUCHOU KHELFAOUI , KADA, DOUDOU, TALAL , LAKHDAR. , CHEBAB, OMAR. BILEL, YOUCEF, BADRO, ALI, HIMA, ABD ELLAH, GUICHAOUI, KHALIL, CHAWKI, BILALOU, MABKHOUT, LAMRI, MILOUD, KHAIRO, SOFIAN, ABD ERRAZAK, FELLOUH, HAMZA, DKHISSI, ZINE EDDINE,KIRAKRA et tous mes amis de l'école.

ملخص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينةسيدي لخضر بولاية مستغانم.و هذا يهدف إلى تحسين الأوضاع الإيكولوجيكية و المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية.

مذكرتنا هذه تتضمن دراسة مفضلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة واستيعاب ضئيلعلى مرحلتين

-المرحلة الأولى معالجة المياه المستعملة في أفق **2030** ذات قدرة معالجة **35102** نسمة.

-المرحلة الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة إستعاب المياه المستعملة إلى**44934** نسمة في أفق **2050.**

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville de SIDI LAKHDAR (W.MOSTAGANEM) dans le but d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux usées , préserver le milieu naturel et deprotéger la santé publique.
Dans ce mémoire on va dimensionner la station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge et faible charge, cette station se réalise en deux phases :
La première phase permettra de traiter la pollution de **35102** équivalant habitant àl'horizon 2030.
La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de **44934**équivalant habitant à l'horizon 2050.

Abstract

Our present work consists in carrying out a purification plant for the town of SIDI LAKHDAR (MOSTAGANEM) with an aim of preserving the natural environment and protecting the public health initially;and in second place in ordertoimprovethe ecologic conditions of the province.
In this memory, we will size the treatment plant wastewater by activated sludge to average charge weak charge, this station is made to two phases:
The first phase,will permit to treat pollution due to the population will **35102**inhabitants in 2030 horizons.
The second phase,consists of extension workshops forThese latter correspond toan increase of the initial capacity of the station with **44934** equivalent habitants in 2050 horizons.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

chapitre I

I-1)-Introduction : 1
I-2)-Présentation et délimitation de la zone d'étude : 1
I-3)-Situation géographique du site : 1
I-4)- Développement de l'agglomération 2
I-5)- Situation climatique : 2
I-5-1)-le climat : 2
I-5-2)-Température : 2
I-5-3)-Précipitation : 3
I-5-4)-Vents : 3
I-5-5)-Humidité relative : 3
I-6)-Situation démographique : 4
I-7)- Situation hydraulique : 4
I-7-1)-Alimentation en eau potable : 4
I-7-2)-Le réseau d'assainissement : 5
I-8)- conclusion : 5

chapitre II

II-1)-Introduction : 6
II-2)-Définition de la pollution : 6
II-3)-Origine des eaux entrant en station d'épuration 6
II-3 – 1)- Les rejets domestiques 6
II-3 - 2)- Les rejets industriels 7
II-3 – 3)- Eaux de ruissellement 7

II-4)- nature des eaux usées (Les eaux usées un réservoir de polluants): 8
II-4 – 1)- Microorganismes 8
II-4- 1 – 1) - Les bactéries 8
II-4- 1 - 2)- Les virus 8
II-4 - 1 – 3)- Les protozoaires 8
II-4 - 1 - 4)- Les helminthes 8
II-4 - 2)- Les matières en suspension (MES) 9
II-4- 3)- Les éléments traces, minéraux ou organiques 9
II-4 - 4)- Les substances nutritives 9
II-5) Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés *:* 9
II-5-1) Température : 9
II-5-2)- PH : 10
II-5-3)- Conductivité 10
II-5-4)- Demande biochimique en oxygène (DBO_5) : 10
II-5-5)- Demande chimique en oxygène (DCO) : 10
II-5-6)- Matières en suspension (MES) :

10
II-5-7)- Azote : 11
II-5-8)- Phosphore : 11
II-6)-Charges polluantes : 11
II-6-1)-Charges en DBO_5 : 11
II-6-2)-Charges en MES : 11
II-7)-Les normes de rejet : 12
II-8)- Conclusion : 12

chapitre III

III-1)- Introduction : 13
III-2)- Le principe des procédés de traitement et leurs caractéristiques de fonctionnement :
III-2-1)- Le pré-traitement 13
III-2-1-1)- Le dégrillage : 13
III-2-1- 2)- Le dessablage : 13
III-2-1- 3)- Le dégraissage-déshuilage : 13
III-2-2)- Le traitement primaire 14
III-2-2-1)- La décantation (processus physique) : 14
III-2-2-2)-La flottation (processus physique) 14
III-2-2-3)- La décantation associée à l'utilisation d'un coagulant- floculant 14
III-2 - 3)- Le traitement secondaire 14
III- 2 - 3 – 1) – Le traitement secondaire anaérobie 15
III-2 - 3 - 2)– Les traitements secondaires aérobies 15
III-2 - 3 - 2 – 1)- Les procédés aérobies à culture fixée 15
III-2 - 3 - 2 - 2)- Les procédés aérobies à culture libre 16
III-2- 4)- Le traitement tertiaire 16
III-2- 4 – 1) - L'élimination de l'azote 16
III-2 - 4 - 2)- L'élimination du phosphore 17
III-2 - 4 – 3) - La désinfection : 17
III-3)- ouvrages de la station d'épuration par boues activée : 18
III-3-1)- <u>Dégrilleurs :</u> 18
III-3-2)- <u>Déssableurs</u> 19
III-3-3)- <u>Le dégraissage-déshuilage :</u> 20
III-3-4)- Les traitements primaires 21
III-3-4-1)- Décanteurs statiques sans raclage : 21
III-3-4-1-1)- Décanteurs coniques ou cylindro-coniques : 21
III-3-4-1-2)- Décanteurs statique à flux horizontal : 21
III-3-4-2)- Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues : 21
III-3-4-2-1)- Décanteurs circulaires : 21
III-3-4-2-2)- Décanteurs longitudinaux rectangulaires : 22
III-3-5)- Traitements biologiques 23
III-3-5-1)- Aérateur par insufflation d'air (à air comprimé) : 23
III-3-5-2)- Aérateurs de surface : 23
III-3-6)-Traitement des boues 24
- **Epaississeurs gravitaires** 24

➢ **Epaississement par flottation** 24
III-4)- La filière du traitement 25
III-4-1)- Le pré-traitement 25
III-4-2)- Le traitement primaire 25
III-4-3)- Le traitement secondaire 25
III-4-4)- Le traitement tertiaire (désinfection) : 26
III-4-5)- Le traitement des boues : 26
III-4-5-1)- Définition et origines 26
III-4-5-2)- Epaississement des boues résiduaires. 27
III-4-5-3)- Lits De Séchage 27
III-5)- Classement des procédés par boues activées : 29
III-5-1)- Choix du procédé d'épuration : 30
a-Procédé à forte charge : 30
b-Procédé à moyenne charge : 30
c-Procédé à faible charge : 30
III-5-2)- La théorie de l'épuration par boue activée : 30
III-6)- Paramètres influençant le processus épuratoire : 31
A)-Besoins en oxygène : 31
B)-Besoins en nutriments : 31
C)-Effet de la température : 31
D)- Influence de PH : 31
E)-Influence de la toxicité : 31
III-7)-Conclusion 32

Chapitre IV

IV.1. Introduction : 32
IV.2. Estimation des débits des eaux usées 32
IV.3 : Les prétraitements : 34
IV.3.1.Introduction : 34
IV.3.2. Chambre de reception : 34
IV.3.3.Le dégrillage : 34
IV.3.3.1. Formules et lois permettant le dimensionnement : 34
IV.3.3.2.Le dessablage-déshuilage : 38
IV.3.3.3.Le calcul de dessableur déshuileur : 38
IV.3.3.4.Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur : 41
IV.4. Les traitements primaires 44
IV.4.1.Introduction : 44
IV.4.2.Choix du décanteur primaire : 44
IV.4.3. Dimensionnement du décanteur primaire : 44
IV.4.3.1. Données pour le calcul du décanteur : 44
IV.4.3.2. Calcul de la quantité des boues éliminées: 45
IV.4.3.3.Calcul de la quantité de boues éliminées : 48
IV.5: Traitements biologiques 50

IV.5.1.Introduction : 50
IV.5.2.Choix de la variante : 50
IV.5.3.A.Etude de la variante à moyenne charge : 50
IV.5.3.A.1. Bassin d'aération: 51
IV.5.3.A.2. Dimensionnement du bassin d'aération : 51
IV.5.3.A.2.1.Calcul de l'aérateur de surface à installer : 54
IV.5.3.A.2.2. Bilan de boues : 56
IV.5.3.A.3. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur) : 59
IV.5.3.A.3.1. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur): 59
IV.6.A. Traitement tertiaire (désinfection) 64
IV.6.A.1. Introduction : 64
IV.6.A.2. Dose du chlore à injecter 64
IV.6.A.2.1. La dose journalière en chlore 64
IV.6.A.2.1.1. Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore 64
IV.6.A.2.1.2. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire 64
IV.6.A.2.1.3. La quantité annuelle d'hypochlorite 64
IV.6.A.3. Dimensionnement du bassin de désinfection 64
IV.6.A.4. Traitement des boues 66
IV.6.A.4.1. Epaississement 66
IV.6.A.4.2. Stabilisation 66
IV.6.A.4.3.Déshydratation 66
IV.6.A.4.4. Dimensionnement 66
IV.6.A.4.4.1. l'épaississeur 66
IV.6.A.4.4.2. Stabilisateur aérobie 68
IV.6.A.4.4.3. lits de séchage 69
IV.5.B.3. Etude de la variante à faible charge 72
IV.5.B.3.1Dimensionnement du bassin d'aération 72
IV.5.3.B.1.2.Calcul de l'aérateur de surface à installer : 75
IV.5.3.B.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) 77
IV.6.B.1. Traitement tertiaire (désinfection) 81
IV.6.B.1.1. Traitement des boues 81
IV.6.B.2. Dimensionnement 81
IV.9. Interprétations des résultats obtenus : 83
IV.10. Conclusion 84

Chapitre V

V.1. Introduction : **85**
V.2. Déversoir d'orage **85**
V.2.1. A l'amont du déversoir : **86**
V.2.2. A l'aval du déversoir **86**
V.3.Dimensionnement de la conduite de fuite **87**
V.4. Dimensionnement de la conduite By-pass : **88**
V.5. Profil hydraulique : **88**

V.5.1.Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages : 88

V.5.2.Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration : 89

V.5.2.1.Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages : 89

V.5.2.2.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :

V .5.2.3. Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages : 91

V.6. Conclusion : 93

Chapitre VI

VI.1.Introduction : 94

VI.2.Coût de la variante à moyenne charge : 94

VI.2.1.Coût d'investissement : 94

VI.2.1.1.Coût de terrassement : 94

VI.2.1.2.Coût de Béton armé : 95

VI.2.1.3.Coût totale du génie civil : 96

VI.2.1.4.Coût des VRD : 96

VI.2.1.5.Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :

VI.2.1.6.Coût total des investissements de la station : 97

VI.2.2.Coût de fonctionnement : 97

VI.2.2.1.Le coût de main d'œuvre : 97

VI.2.2.2.Le coût de l'énergie (consommation électrique) : 97

VI.2.2.3.Le coût des réactifs chimiques : 97

VI.2.2.4.Le coût de renouvellement du matériel électromécanique : 97

VI.2.2.5.Le coût des frais financiers : 97

VI.2.2.6.Le coût de fonctionnement total : 97

VI.2.3.Calcul du prix du m^3 d'eau traitée : 98

VI.2.4.Le coût total de la station : 98

VI.2.5.Le coût de m^3 d'eau épurée: 98

VI.3.Coût de la variante à faible charge : 98

VI.4.Conclusion : 99

Chapitre VII

VII.1. Introduction : 100

VII.2. Le prélèvement d'échantillons 100

VII.3. Modalités de mise en oeuvre 100

VII.4. Contrôle de fonctionnement: 102

VII.5. Entretien et sécurité des ouvrages : 102

VII.5.1. Le dégrilleur : 102

VII.5.2. Dessableur-déshuileur : 104

VII.5.3. Bassin d'aération : 104

VII.5.4. Clarification : 105

VII.5.5. Désinfection des eaux épurées : 105

VII.5.6. Lits de séchage : 105

VII.5.7. Epaississeur : 105

VII.6. Conclusion : 106

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1 : les valeurs mensuelles moyennes de la température (1990-2009)……02

Tableau I.2 : distribution des précipitations mensuelles moyennes (1984-2010)……..03

Tableau I.3 : les valeurs mensuelles moyennes des vitesses du vent ……...03

Tableau I.4 : la distribution mensuelle moyenne de l'humidité…….03

Tableau I.5 : population future du centre urbain……04

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Les normes de rejet des eaux usées en vigueur en Algérie……..12

CHAPITRE III

Tableau III.1 : classement des procédés par boues activées……..29

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement……..…….33

Tableau IV.2 : espacement et épaisseur des barreaux…….35

Tableau IV.3: Résultats du dimensionnement des grilles……...37

Tableau IV.4 : Dimensions du déssableur-déshuileur……41

Tableau IV.5 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}…….44

Tableau IV.6. Récapitulatif des résultats des calculs du décanteur……49

Tableau IV.7. charge massique en fonction de a'……53

Tableau IV.8. Les résultats de l'horizon 2030 à moyenne charge……60

Tableau IV.9 Les résultats de l'horizon 2050 à moyenne charge……....62

Tableau IV.10. résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons……65

Tableau IV.11 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2030 et 2050)……71

Tableau IV.12. Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons…78

TableauIV.13. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2030)..……..83

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Côtes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station……88

Tableau V.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station**……...89**

Tableau V.3 : Récapitulatif des résultats…….93

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage**……...95**

Tableau VI.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage …….96

Tableau VI.3 : Résultats de la variante à faible charge ……..98

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I-1 : plan de situation de la wilaya de Mostaganem……02

CHAPITRE III

Figure III.1 : Grille mécanique **……**19

Figure III.2 : Un dessableur……..20

Figure III.3 : Décanteur cylindro-conique ……...21

Figure III.4 : Décanteur floculateur avec entraînement périphérique du pont…….22

Figure III.5 : Décanteur longitudinal à pont racleur…….22

Figure III.6. : Schéma de principe d'un épaississeur gravitaire……....24

Figure III.7 : Schéma d'un traitement par boues activées…….28

CHAPITRE IV

Figure IV.1 Taux d'abattement de MMS 2030……..42

Figure IV.2 Taux d'abattement de MMS 2050……..43

Figure IV.3. Taux d'abattement de DBO_5 après décantation primaire 2030 ……....46

Figure IV.4. Taux d'abattement de MES après décantation primaire 2030 .……47

Figure IV.5. Taux d'abattement de MES après décantation primaire 2050 ……49

Figure IV.6. Taux d'abattement de DBO_5 après décantation primaire 2050…….49

Figure IV.7. Taux d'abattement de DBO_5 après traitement biologique 2030(M.C)…….....62

Figure IV.8. Taux d'abattement de DBO_5 après traitement biologique 2050(M.C)…..…….64

Figure IV.9. Taux d'abattement de DBO_5 après traitement biologique 2030(F.C)…….**....**80

Figure IV.10. Taux d'abattement de DBO_5 après traitement biologique 2050(F.C)……..80

CHAPITRE V

Figure V.1. : Exemple de déversoir d'orage……....85

CHAPITRE VII

Figure VII.1. Canal de mesure type Venturi……..101

Figure VII.2. : Bouton d'arrêt d'urgence……..103

Figure VII.3. : Bouton d'arrêt d'urgence……...…104

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Plan de masse de la ville de SIDI LAKHDAR (W.MOSTAGANEM).

Planche N°02 : Vue en plan de la station de SIDI LAKHDAR(W.MOSTAGANEM)**..**

Planche N°03 : Ouvrages de la station de prétraitement.

Planche N°04 : Ouvrages de la station (Traitement biologique).

Planche N°05 : Profile hydraulique de la station de SIDI LAHKDAR (w.MOSTAGANEM).

INTRODUCTION GENERALE

- En Algérie, peu d'importance est accordée à la couverture des services d'assainissement, comparée à la couverture des services d'approvisionnement en eau et encore moins d'importance est accordée à l'épuration. En effet, pour un taux de couverture du réseau d'assainissement de l'ordre de 85 %, seules 20 % des eaux usées collectées en Algérie sont traitées. Le volume annuel des eaux usées est estimé à 600 millions de m^3, dont quelques 550 millions de m3 correspondent aux agglomérations de taille supérieure à 50 000 habitants .

- Selon des études prospectives, les pressions sur les ressources devraient augmenter et un plus grand nombre de pays seront en difficulté durant les années à venir. Ainsi, en 2025, près de la moitié de la population des pays méditerranéens se trouvera en situation de tension ou de pénurie d'eau. Pour ces raisons, l'Organisation des Nations Unies (ONU) a déclaré la période 2005-2015 décennie internationale d'action sur le thème 'L'eau, source de vie' et en conséquence a décidé d'accorder davantage d'importance aux problèmes relatifs à l'eau. Parmi les thèmes centraux de cette décennie seront, entre autres : la pénurie d'eau, l'accès à l'assainissement, la prévention des catastrophes, la pollution des eaux superficielles et la gestion intégrée des ressources en eau.

L'épuration des eaux usées s'est donc imposée pour préserver la qualité des milieux naturels et notamment les eaux de surface et souterraines. L'eau épurée est actuellement en majorité rejetée. La généralisation de la réutilisation de ces eaux peut donc contribuer à combler en partie le déficit d'eau de première main. Le recyclage de l'eau dans les industries et l'utilisation de l'eau pour l'arrosage des espaces récréatifs peuvent par conséquent contribuer à diminuer la pression exercée sur les ressources naturelles de bonne qualité. L'utilisation d'une eau non conventionnelle dans l'agriculture peut contribuer à la création de nouveaux périmètres irrigués ou constituer une source d'appoint pour des périmètres existants. Elle est pratiquée aussi bien dans les pays développés que dans les pays en développement

I-1)-**Introduction :**

Avant toute élaboration d'un projet la collecte des données concernant le site est la première chose à faire.

I-2)-Présentation et délimitation de la zone d'étude :

La commune de SIDI LAKHDAR rassemble plusieurs hameaux (*douars*), tels que douar HAGGAGNA, AMAHECH, OULED BAROUDI, OULED BOUZIANE, BACHRIA...etc.

La future station d'épuration se situe à douar BACHRIA avant d'arriver au chef lieux de SIDI LAKHDAR.

La nouvelle station d'épuration de SIDI LAKHDAR implantée a douar BACHERIA sur les coordonnées géographique (X= 267.38K m ;Y= 400.51K m ; Z=135K m). Cette station sera conçue pour épurer la totalité des eaux usée de la commune concernée.

L'agglomération de SIDI LAKHDAR déverse ces eaux dans OUED ABID. Ce dernier a comme exutoire la mer méditerranéenne.

I-3)-Situation géographique du site :

La commune de SIDI LAKHDAR fait partie de la plaine Est de la wilaya de Mostaganem. Elle occupe une position centrale dans l'ex Daira de Sidi Ali, est devenu chef lieu Daïra en1984.la commune couvre une superficie de 138 km^2 elle est limitée :

-Au nord : la mer méditerranéenne

-Au sud : les communes de SIDI ALI et TAZGHAi

-A l'ouest : la commune HADJAJ

-A l'est : la commune de KHADRA

Le village de SIDI LAKHDAR est un chef lieu de la commune et de Daira.il est situé a soixante (60) de kilomètres a l'Est de la wilaya de MOSTAGANEM sur la route nationale N 11.

Figure I-1 : plan de situation de la wilaya de Mostaganem.

I-4)- Développement de l'agglomération :

La ville de SIDI LAKHDAR est caractérisée par sa vocation agricole favorisée et d'un degré moins important le développement industriel éventuel .En ce qui concerne le développement de l'habitat, ce secteur a tendance de se densifier vu les contraintes naturelles et les servitudes qui s'imposent à son extension.

I-5)- Situation climatique :

La station pluviométrique la plus proche du bassin versant d'étude est celle de SIDI ALI (N° 02-01-04) qui la plus représentative, tant pour sa période d'observation (1984-2010) que pour sa proximité de notre zone d'étude.

I-5-1)-le climat :

Le climat de SIDI LAKHDAR est de type **méditerranéen** est un type de climat tempéré ou « tempéré chaud » ou « subtropical de façade ouest », selon les considérations), qui se caractérise par des étés chauds et secs et des hivers doux et humides

I-5-2)-LA Température :

Les valeurs des températures moyennes sont représentées dans le tableau suivant

Tableau I.1 : les valeurs mensuelles moyennes de la température (1990-2009):

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Tmoy (°c)	22.8	19	14.6	12	10.8	11.3	13.6	15.2	18.6	22.1	24.8	25.8

D.R.E [station de SIDI ALI]

I-5-3)-La Précipitation :

Les valeurs des précipitations mensuelles moyennes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : distribution des précipitations mensuelles moyennes (1984-2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuelle
pluie (mm)	9.19	28.45	68.48	62.29	59.34	50.02	51.18	33.96	26.25	3	1.4	2.32	395.89

D.R.E [station de SIDI ALI]

D'après ce tableau on remarque que les mois pluvieux sont : Novembre, Décembre, Janvier, Février et Mars, Avril et Mai.

I-5-4)-Les Vents :

La vitesse moyenne du vent présente une petite variation pendant toute l'année, en oscillant entre une valeur minimale en Aout de l'ordre 1.5 m/s, et une valeur maximale de 2,4 m/s environ en Avril.

Tableau I.3 : les valeurs mensuelles moyennes des vitesses du vent

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vitesse (m/s)	1.6	1.7	1.8	1.7	1.8	1.6	1.7	2.4	2.1	2.0	1.7	1.5

D.R.E [station de SIDI ALI]

I-5-5)-L'Humidité relative :

La variation de l'humidité de l'air est fondamentalement conditionnée par les variations de la température et par la nature des masses d'air locales. On admet que la variation de température de l'air provoque, en règle générale, une variation contraire de l'humidité relative de l'air. La distribution spatiale de l'humidité l'air et ses variations journalières et annuelles, peuvent être modifiées par l'action des facteurs locaux.

Les valeurs de l'humidité sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.4 : la distribution mensuelle moyenne de l'humidité

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Hr (%)	76	76	73	68	69	67	66	66	71	73	76	76

D.R.E [station de SIDI ALI]

I-6)-Situation démographique : [APC]

D'après le dernier recensement effectué par l'A.P.C de SIDI LAKHDAR, il a fourni le chiffre de 26100 habitants, pour l'année 2008.

Pour le calcul de la population pour l'horizon visé, on utilise la formule du taux d'accroissement exponentiel

$$Pn = Po\,(1+T)^{n}$$

Pn : population future

Po : population de l'année de référence (2008).

n : nombre d'années.

T : taux d'accroissement = 2,5%

Tableau I.5 : population future du centre urbain

Population en 2008	Taux d'accroissement	Population à l'an 2030	Population à long terme 2050
26100hab.	2.5 %	35102	44934

D.R.E

I-7)- Situation hydraulique : D.R.E

I-7-1)-Alimentation en eau potable :

- **Les ressources :**

Cette partie a pour objet, l'étude des ressources en eau souterraines. En effet, la ville de SIDI LAKHDAR était alimentée à partir d'une batterie de forage au nombre de six(06) les forages sont implantés dans la rive droite du Oued Cheliff. A partir de l'année 2010 la ville est alimentée par le système dessalement. LA dotation prise a la ville de SIDI LAKHDAR est de l'ordre de 150 l/j/hab.

I-7-2)-Le réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement de l'agglomération de SIDI LAKHDAR (chef lieu) est de type pseudo séparatif d'un diamètre de Φ 200 et Φ 250 mm. D'un état défectueux et d'un système unitaire pour le lotissement de la partie EST du chef lieu en diamètres Φ500, Φ600 et Φ700 mm en béton comprimé de même que le rejet de SIDI LAKHDAR vers l'OUED ABID en Φ600 mm.les rejets des eaux usées sont acheminés vers le milieu naturel sans aucun traitement. Le taux de raccordement au réseau d'assainissement enregistré de 60%

I-8)- conclusion :

Les principaux caractéristiques de notre zone d'étude et concernant notre étude attendue sont illustrés dans ce chapitre.

- La région est caractérisée par une saison pluvieuse allant d'Octobre à Mai et un été sec et chaud.
- Les valeurs moyennes mensuelles de la température de l'air varient avec une certaine régularité pendant l'année, avec un maximum en Aout (26°C) et un minimum en Janvier (10.8°C).la température moyenne annuelle est de 17.5°.
- Les mois durant lesquels on enregistre les valeurs d'humidité relative basses sont les mois de Juillet et Aout avec une valeur de 66 %. C'est pour les mois de novembre et Décembre qu'on enregistre les valeurs les plus élevées, autour de 76%

II-1)-Introduction :

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 définie comme « Tout changement défavorable des caractéristiques naturelles (biologiques ou physico-chimiques) dont les causes sont directement ou indirectement en relation avec les activités humaines

II-2)-Définition de la pollution :

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique ou biologique de cette eau, provoquée par le rejet de substances indésirables qui perturbent les conditions de vie et l'équilibre du milieu aquatique, et induisent d'importantes nuisances : mauvaises odeurs, fermentations, inconforts divers, et des risques sanitaires qui se répercutent, à court terme, sur notre organisme, à travers, la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons.

II-3)-Origine des eaux entrant en station d'épuration

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

- les eaux domestiques ;
- les eaux industrielles ;
- les eaux de ruissellement.

II-3 – 1)- Les rejets 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**[3]**

- Des eaux de cuisine, qui contiennent des matières minérales en suspension provenant du lavage des légumes, des substances alimentaires à base de matières organiques, (glucides, lipides protides), et des produits détergents ;
- Des eaux de buanderie, contenant principalement des détergents ;
- Des eaux de salle de bains, chargées en produits utilisés pour l'hygiène corporelle, généralement de matières grasses hydrocarbonées ;
- Des eaux de vannes, qui proviennent des sanitaires (WC), très chargées en matières organiques hydrocarbonées, en composés azotés, phosphorés et en microorganismes.**[8],[11]**

II-3 - 2)- Les rejets industriels

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.

Les rejets industriels peuvent donc suivre trois voies d'assainissement :

- soit ils sont directement rejetés dans le réseau domestique ;
- soit ils sont prétraités puis rejetés dans le réseau domestique ;
- soit ils sont entièrement traités sur place et rejetés dans le milieu naturel. Ce dernier cas ne nous intéresse pas dans le cadre de la réutilisation des eaux usées épurées.

Dans le cas d'un rejet dans le réseau domestique, avec ou sans prétraitement, les effluents industriels peuvent fortement modifier la composition des eaux usées. Cette modification est très étroitement liée à l'activité industrielle concernée et peut prendre des formes innombrables.**[3]**

II-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 secharge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, elle entraine des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...)**[6]**

Les eaux de pluie qui ruissellent sur les surfaces imperméabilisées, en général en zone urbaine, sont collectées par un réseau qui peut-être le même que celui qui collecte leseaux usées, ou non. On distingue :

- les réseaux unitaires : un seul collecteur assure le transport des eaux usées et deseaux pluviales. La qualité et le volume des eaux qui arrivent alors à la stationd'épuration sont très variables. Pour éviter qu'un débit supérieur à sa capacitén'arrive à la station d'épuration, des ouvrages de déviation (réservoirs et déversoirsd'orage) sont répartis sur le réseau ;
- les réseaux séparatifs : deux réseaux sont mis en place, l'un pour collecter les eaux usées, l'autre pour les eaux de ruissellement. En principe, seules les eaux uséesarrivent à la station d'épuration pour traitement, c'est-à-dire que les eaux de pluiene sont pas traitées mais rejetées directement. La station ne doit donc

théoriquement recevoir qu'un effluent brut de qualité relativement régulière et de débit relativement bien déterminé **[3]**

II-4)- Nature 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, sousforme solide ou dissoute, ainsi que de nombreux micro-organismes. En fonction de leurscaractéristiques physiques, chimiques, biologiques et du danger sanitaire qu'ellesreprésentent, ces substances peuvent être classées en quatre groupes : les microorganismes,les matières en suspension, les éléments traces minéraux ou organiques, etles substances nutritives **[3]**

II-4 – 1)- Microorganismes

Les eaux usées contiennent tous les microorganismes excrétés avec les matières fécales. Cette flore entérique normale est accompagnée d'organismes pathogènes. L'ensemble de ces organismes peut être classé en quatre grands groupes : les bactéries, lesvirus, les protozoaires et les helminthes**[4]**

II-4- 1 – 1) - Les bactéries

Les bactéries sont des organismes unicellulaires simples et sans noyau. Leur taille est comprise entre 0,1 et 10 μm. Le taux moyen de bactéries dans les fèces est d'environ 10^{12} bactéries/g **[1]**

II-4- 1 - 2)- Les virus

Ce sont des organismes infectieux de très petite taille (10 à 350 nm) qui se reproduisent en infectant un organisme hôte. Les virus ne sont pas naturellement présents dans l'intestin, contrairement aux bactéries.

II-4 - 1 – 3)- Les protozoaires

Les protozoaires sont des organismes unicellulaires munis d'un noyau, plus complexes et plus gros que les bactéries. Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle vital une forme de résistance, appelée kyste Cette forme peut résister généralement aux procédés de traitements des eaux usées **[3]**

II-4 - 1 - 4)- Les helminthes

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des organismes parasites rencontrés dans les eaux résiduaires. **[5]**

II-4 - 2)- 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 **[3]**

II-4- 3)- Les éléments traces, minéraux ou organiques

Les micro-polluants organiques et non organiques résultent d'une pollution multiple et complexe. Les micro-polluants 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. Il peut donc y avoir une contamination de la chaînealimentaire et une concentration de ces polluants dans les organismes. le manque de connaissances sur leurs effets à
long terme incite à analyser avec soin la nature et la présence de ces micro-polluants dans les eaux usées **[3]**

II-4 - 4)- 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. **[12]**

II-5) Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés *:*

II-5-1) Température :

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

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

II-5-2)- PH :

Le PH exprime le degré d'acidité des eaux usées . Ce paramètre joue un rôle primordial :

- Dans les propriétés physico - chimiques (acidité, agressivité)

Dans les processus biologiques, dont certains exigent des limites de PH très étroites.

II-5-3)- Conductivité :

La conductivité est liée à la concentration des substances dissoutes et à leur nature. La mesure de la conductivité permet d'évaluer approximativement la minéralisation globale de l'eau. La conductivité d'une eau varie selon son degré d'impuretés, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande plus la conductivité est grande.

II-5-4)- Demande biochimique en oxygène (DBO_5) :

C'est la quantité d'oxygène exprimée en milligrammes d'oxygène par litre représentant la pollution organique. Ce paramètre est défini comme un indicateur de la fraction de matières organiques qui peut être décomposées par action microbienne.
La DBO_5 est la quantité d'oxygène consommée dans les conditions de l'essai(après incubation durant 5 jours à une température de 20^0C, dans l'obscurité), par les matières présentes dans l'eau, principalement pour assurer leur dégradation par voie biologique

II-5-5)- Demande chimique en oxygène (DCO) :

La DCO constitue un autre moyen de mesure du degré polluant des eaux usées. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre, et représente l'enveloppe de tout ce qui est susceptible de demander de l'oxygène, en particulier les sels minéraux oxydables et la majeure partie des composés organiques biodégradables ou non.

II-5-6)- Matières en suspension (MES) :

Les matières en suspension **(MES)** représentent la fraction solide de la pollution, elles comportent des matières organiques et des matières minérales.

II-5-7)- Azote :

L'azote présent dans les rejets se présente sous les formes suivantes :

- L'azote organique (N) : qui rentre dans la composition des molécules des êtres vivants.
- Les nitrites (NO_2) et nitrates (NO_3) : composés représentant les formes oxydées de l'azote.
- L'azote ammoniacal (NH_4^+) : qui est la forme minérale de l'azote constituant un stade intermédiaire entre l'azote organique, les nitrites et les nitrates

II-5-8)- Phosphore :

Dans les effluents urbains, le phosphore provient, à part égale des déjections humaines et des produits lessivielles (un habitant rejette environ 4 g de phosphore par jour).

Dans notre cas l'utilisation de matières premières à base de phosphore, nous conduit à soupçonner la présence de cet élément dans l'eau de rejet.

II-6)-Charges polluantes :

II-6-1)-Charges en DBO_5 :

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

Si la DBO unitaire a été déterminé sur 5jours, elle constitue la charge de « DBO_5 du rejet »

La charge en DBO_5 apportée par les eaux brutes est exprimée par jour et par habitant suivant le type de réseau :

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

II-6-2)-Charges en MES :

On estime au niveau d'une station d'épuration qu'après les prétraitements physiques (dégrillage et dessablage) et suivant le type de réseau, nous avons :

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

II-7)-Les normes de rejet :

Les normes de rejet à l'égout ou après traitement ont pour objet la protection du milieu récepteur.

Les notions de flux de pollution et de facteur de dilution sont largement pris en compte dans l'approche du problème. Les niveaux de qualité correspondent en général, aux possibilités techniques des principaux procédés de réduction des différents paramètres de pollution.

Tab. n° II.1 : Les normes de rejet des eaux usées en vigueur en Algérie sont:

Paramètres	Valeurs	Unités
DBO	30-40	mg/l
DCO	90-120	mg/l
MES	30	mg/l
PH	5.5-8.5	_
Azote totale	50	mg/l
Huile en graisse	20	mg/l
Température	30	°C
Phosphore	2	mg/l
Détergents	1	mg/l
Aluminium	5	mg/l
Fer	5	mg/l
Manganes	1	mg/l

Décret exécutif N° 06 -141 du 19 avril 2006 définissant les valeurs limites des rejets d'effluents liquides industriels (Source : D.R.E)

II-8)- Conclusion :

L'étude consistera à épurer les eaux usées du centre de SIDI LAKHDAR

Dans cette phase je retenter les principaux points suivants :

- Le réseau d'assainissement est de type unitaire
- La ville de SIDI LAKHDAR est alimentée en eau potable à partir du système dessalement.
- Le secteur industriel n'existe pas dans la ville de SIDI LAKHDAR, mais le secteur agricole est classé le premier tel que l'agriculture qui représente parmi les ressources importantes dans la ville.

III-1)- Introduction :

-Nous venons de voir que la composition d'une eau usée est très diversifiée suivant son origine, chaque installation est par conséquent conçue pour répondre à un besoin spécifique. Les technologies utilisées se développent et se perfectionnent constamment par la recherche de technologies ou de procédés nouveaux et par la mise en place de nombreux automatismes pouvant diminuer efficacement la dégradation environnementale de ressources précieuses en eau et détruire les agents pathogènes humains potentiels

III-2)- Le principe des procédés de traitement et leurs caractéristiques de fonctionnement :

-Les quatre étapes principales du traitement sont décrites dans les paragraphes suivants.

III-2-1)- Le pré-traitement

Destiné à préparer l'effluent au traitement biologique ultérieur, le prétraitement comporte une succession d'opérations physiques ou mécaniques destinées à séparer les eaux usées des matières volumineuses, en suspension ou flottantes, qu'elles véhiculent.

III-2-1-1)- Le dégrillage :

pour retenir les déchets volumineux à l'aide d'une succession de grilles (2 à 4) de plus en plus fines. Les résidus recueillis sont déposés en décharge;

III-2-1- 2)- Le dessablage :

pour prévenir les dépôts dans les canalisations, protéger les organes mécaniques (pompes) contre l'abrasion et éviter de perturber les autres étapes de traitement.
Les sables, recueillis généralement par raclage en fond de bassin, sont recyclés ;
On distingue divers types de dessableurs, on citera :

- dessableur rectangulaire à couloir
- Dessableur rectangulaire aéré
- déssableur à couloir à vitesse constante

III-2-1- 3)- Le dégraissage-déshuilage :

pour éviter l'encrassement de la station par des corps gras. Effectuée dans le même bassin que l'étape de dessablage, la récupération des graisses et huiles se fait en surface. Les composés collectés seront alors incinérés (cas du traitement d'un effluent urbain) ou recyclés pour la fabrication de savons ou détergents (cas de certains effluents industriels) en fonction de leur qualité. **[2]**

III-2-2)- Le traitement primaire

-Le traitement s'effectue par voie physico-chimique et a pour but d'extraire le maximum de matières en suspension et de matières organiques facilement décantables. Trois voies de traitement sont possibles :

III-2-2-1)- La décantation (processus physique) : le principe de séparation solide-liquide est la pesanteur, les matières en suspension ou colloïdales tendent à se séparer du liquide par sédimentation ;

III-2-2-2)-La flottation (processus physique) : par opposition à la décantation, la flottation est un procédé de séparation solide-liquide ou liquide-liquide qui s'applique à des particules dont la masse volumique réelle ou apparente (flottation assistée) est inférieure à celle du liquide qui les contient ;

III-2-2-3)- La décantation associée à l'utilisation d'un coagulant- floculant (voie physicochimique) : le principe est ici de favoriser l'agrégation des molécules en suspension grâce aux techniques de coagulation et de floculation de façon à augmenter la sédimentation grâce à l'obtention de flocs plus gros.

Durant la phase de traitement primaire, une quantité importante de la pollution totale est éliminée (abattement des matières en suspension pouvant atteindre 90 % et de la demande biochimique en oxygène de l'ordre de 35 % **[7]**

La DCO et la concentration en azote peuvent également être réduits durant cette phase de traitement. Les matières solides extraites représentent ce que l'on appelle les boues primaires**[2]**

III-2 - 3)- Le traitement secondaire

Le traitement secondaire a pour objectif principal l'élimination des composés solubles d'origine organique. Parallèlement, la floculation de la biomasse permet de piéger les matières en suspension restant à l'issue du traitement primaire.

Le principe de ce traitement est de mettre en contact la matière organique contenue dans les eaux usées avec une population bactérienne. Celle-ci assimile alors la matière organique pour son propre développement. Ces dispositifs permettent d'intensifier et de localiser sur des surfaces réduites les phénomènes de transformation et de dégradation des matières organiques tels qu'ils se produisent en milieu naturel.

Les procédés de traitement secondaires sont fondés sur la digestion microbienne à la fois en présence ou en absence d'oxygène pour réduire la concentration en matières

organique Plusieurs techniques peuvent être distinguées, le choix de l'une ou l'autre est fonction de l'emplacement disponible pour le procédé de traitement, de la charge de l'effluent et de la quantité de pollution à traiter. **[13]**

Du fait que les micro-organismes, les plus actifs, sont les bactéries qui conditionnent en fonction de leur modalité propre de développement, les procédés biologiques de traitements, peuvent être classés procédés aérobies et anaérobies **[16]**

III- 2 - 3 – 1) – Le traitement secondaire anaérobie

La digestion anaérobie a été découverte il y a plus de trois siècles. C'est en 1630 que des scientifiques ont pour la première fois constaté qu'un gaz inflammable pouvait se dégager d'une matière organique en décomposition **[12]**

Le traitement secondaire anaérobie est un processus microbiologique de conversion de la matière organique, faisant intervenir essentiellement des populations bactériennes 15 (*Bacteria* et d'*Archaea)*, ainsi que des protozoaires et quelques champignons anaérobies**[10]**

Le traitement anoxique est typiquement employé pour traiter des eaux usées contenant de grandes quantités de matières organiques insolubles, telles que les fibres, la cellulose résultant des industries laitière et agroalimentaire. Le processus de dégradation anoxique proprement dit se déroule dans de grands réservoirs clos appelés digesteurs ou bioréacteurs **[13]**

Le principe de la digestion anaérobie est décrit comme la conversion de la matière organique en biomasse et en biogaz, composé essentiellement de méthane (CH_4) et de gaz carbonique (CO_2).

III-2 - 3 - 2)– Les traitements secondaires aérobies

Les bactéries utilisées exigent un apport permanent d'oxygène. Deux grandes familles peuvent être distinguées : les procédés à cultures fixes (microorganismes fixés sur des supports), les procédés à culture libre (micro-organismes maintenus en suspension dans le mélange à épurer). Nous pouvons citer les plus courantes selon**[9]**

III-2 - 3 - 2 – 1)- Les procédés aérobies à culture fixée

- **Le lit bactérien ou granulaire**: ruissellement de l'eau à traiter sur le support, ne nécessite pas de clarificateur en ce qui concerne le lit granulaire, coûts de fonctionnement faibles, rendement moyen pour un lit bactérien et bon pour un lit granulaire, chocs toxiques supportés, fonctionnement stable, risque de colmatage ;
- **Les biodisques** : biomasse fixée sur des disques tournants au sein du mélange à traiter, coûts de fonctionnement faibles, efficace à faible charge uniquement,

sensible aux conditions climatiques (lessivage du biofilm par la pluie) **[2]**

III-2 - 3 - 2 - 2)- Les procédés aérobies à culture libre

Le lagunage : l'effluent prétraité séjourne pendant une durée allant de plusieurs semaines à plusieurs mois, dans des bassins peu profonds mais de grande surface. L'épuration biologique est assurée par les microorganismes se développant dans le milieu grâce à l'oxygène de la photosynthèse des algues (lagunage naturel) ; le cas échéant, par aération artificielle : lagunage aéré par l'insufflation d'air. Ce procédé permet également la stabilité des boues produites. En raison de sa simplicité d'exploitation et de son efficacité, cette technique connait un essor important dans les pays en voie de développement et également en Europe, pour le traitement des eaux usées des communes rurales **[1]**

Les boues activées : traitement en deux phases, contact de la biomasse et de l'eau usée dans un réacteur puis séparation des solides de la phase liquide épurée par décantation. Le processus d'épuration par boues activées est le plus répandu. Son développement est dû à ses excellentes performances de dépollution (rendement supérieur à 95 %) par rapport aux autres procédés existants. En contre partie, suivant le type d'effluents à traiter, ce procédé peut être difficile à maîtriser notamment pour le traitement de l'azote et du phosphore ou en cas de variations importantes des flux à traiter **[7]**

III-2- 4)- Le traitement tertiaire

Certains rejets d'eaux traitées sont soumis à des réglementations spécifiques concernant l'élimination d'azote, de phosphore ou des germes pathogènes, qui nécessitent la mise en oeuvre de traitements tertiaires **[11]**

Il regroupe toutes les opérations physiques et chimiques qui complètent les traitements primaires et secondaires.

III-2- 4 – 1) - L'élimination de l'azote

Les stations d'épuration n'éliminent qu'environ 20 % de l'azote présent dans les eaux usées, par les traitements de nitrification – dénitrification. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles, des procédés physiques et physico-chimiques complémentaires permettent l'élimination de l'azote par : électrodialyse, résines échangeuses d'ions, "strippage" de l'ammoniaque, mais ces traitement ne sont pas utilisés dans le traitement des eaux résiduaires urbaines, pour des raisons de rendement et de coût **[11]**

III-2 - 4 - 2)- L'élimination du phosphore

L'élimination du phosphore, ou "déphosphatation", peut être réalisée par des voies physico-chimiques ou biologiques. En ce qui concerne les traitements physico-chimiques, l'adjonction de réactifs, comme des sels de fer ou d'aluminium, permet d'obtenir une précipitation de phosphates insolubles et leur élimination par décantation. Ces techniques, les plus utilisées actuellement, éliminent entre 80 % et 90 % du phosphore, maisengendrent une importante production de boues. **[14]**

III-2 - 4 – 3) - La désinfection :

Un abaissement de la teneur des germes, parfois exigé pour les rejets dans des zones spécifiques (zones de baignade, zones de conchylicoles) **[11]** ou dans le cadre d'une réutilisation, il sera réalisé par des traitements de désinfection chimique par:

Le chlore : est un oxydant puissant qui réagit à la fois avec des molécules réduites et organiques, et avec les micro-organismes **[3].**

Les composés utilisés dans le traitement des eaux usées sont : le chlore gazeux (Cl2), l'hypochlorite de sodium (NaClO) appelé communément "eau de Javel", l'hypochlorite de calcium (Ca(ClO)2 , le chlore de chaux (CaCl, OCl) et le chlorite de sodium (NaClO2) **[15]**

L'ozone (O3) : est un oxydant puissant, la désinfection par l'O3 est utilisée aux États-Unis, en Afrique du Sud et au Moyen Orient essentiellement. Il permet l'élimination des bactéries, des virus et des protozoaires.

Ou physique par :

Les rayons ultraviolets : qui consistent à utiliser des lampes à mercure disposées parallèlement ou perpendiculairement au flux d'eau. Leur rayonnement s'attaque directement aux microorganismes. Ce traitement est très simple à mettre en oeuvre, car il n'y a ni stockage, ni manipulation de substances chimiques et les caractéristiques chimiques de l'effluent ne sont pas modifiées **[3]**

La filtration : est un procédé physique qui permet de retenir les microorganismes par rétention à l'aide d'un filtre. Qu'elle soit réalisée sur sable ou sur membrane, cette technique exige une épuration secondaire préalable garantissant une élimination assez poussée des matières en suspension

Lagunes de finition : le lagunage naturel "tertiaire" assure l'exposition des microorganismes pathogènes au rayonnement solaire. Ce rayonnement provoque une destruction des germes d'autant plus efficace que le temps de séjour des eaux traitées

dans la lagune est élevé. Cependant, l'efficacité de ce traitement s'amoindrit lorsque l'exposition aux rayons du soleil se réduit.

Les eaux usées bénéficiant d'un traitement tertiaire contiennent si peu de nutriments qu'elles ne peuvent permettre une forte croissance microbienne. Le traitement tertiaire est la méthode la plus complète pour traiter les eaux d'égouts, mais elle n'a été généralisée en raison de son coût **[13]**

III-3)- ouvrages de la station d'épuration par boues activée :

III-3-1)- Dégrilleurs :

- **Grille manuelle:**

Les grilles manuelles sont composées de barreaux droits en acier, de section cylindrique ou rectangulaire. Ces grilles sont réservées aux petites installations (nombre d'habitant < 2000 Eqhab), barreaux inclinées de 60 à 80 ° sur l'horizontale dans le cas où le débit d'effluent est important. Le nettoyage se fait manuellement et quotidiennement.

- **Grille mécanique:**

Ce sont des grilles à nettoyage automatique et sont utilisées à partir d'une certaine importance de la station (au de là de 2.000 équivalents-habitants), on a sous forme : droite ou courbe (quart de cercle).

- **Grilles courbes :**

Elles sont formées de barreaux plats, et sont utilisées pour des profondeurs du canal variant de 0,5 à 1,8m.

- **Grilles droites :**

Elles sont inclinées de 90° par rapport à l'horizontal et sont parfois verticales. Ce type de grilles peut être utilisé par les grandes profondeurs du canal (2 à 3m) avec un espacement des barreaux (40 à 60mm).

Figure III.1 : Grille mécanique

III-3-2)- <u>Déssableurs</u>

- **dessableur rectangulaire à couloir** :

Il s'agit de dessableurs à couloirs simples qui sont des canaux à section élargies et rectangulaires dans lesquels la vitesse de passage est inférieure à 0,3m/s, de manière à éviter le réentraînement des particules par le courant.

- **déssableur à couloir à vitesse constante** :

Ces dessableurs ayant l'inconvénient d'être sensibles aux variations journalières de débit et donc de remettre en mouvement les particules déposées

- **déssableur rectangulaire aéré** :

Dans ce type de dessableur l'insufflation de d'aire impose aux eaux un mouvement de rotation qui entraîne :

- décantation des grains de sable seulement par contre la matière organique reste en suspension.
- détachement de la matière organique fixée sur le sable par effet de tourbillonnement.
- un rafraîchissement des eaux par l'apport d'oxygène.

III-3-3)- Le dégraissage-déshuilage :

- **Dégraisseur et dessableur sépare :**

Cette disposition est recommandée lorsque les eaux brutes sont chargées en graisses et huiles de façon inhabituelle.

- **Dessableur dégraisseur combiné :**

Le débit d'air nécessaire est différent pour chaque fonction, ce qui conduit à une efficacité moyenne globale.

Le dégraissage et l'évaluation des graisses s'effectuent dans une zone tranquillisée, les boues décantables glissent sur les parois inclinées de l'ouvrage et elles sont ramenées dans la zone d'aération.

Figure III.3.2 : Un dessableur

III-3-4)- Les traitements primaires

Il existe plusieurs décanteurs variables suivant leurs formes et le mouvement du liquide qui les traverse.

IV-3-4-1)- Décanteurs statiques sans raclage :

IV-3-4-1-1)- Décanteurs coniques ou cylindro-coniques :

Généralement ces décanteurs sont calculés pour de petites installations de 1000 à 2000 habitants. La pente dans la partie conique est 45° à 60° qui varie suivant la nature de l'eau à traiter.

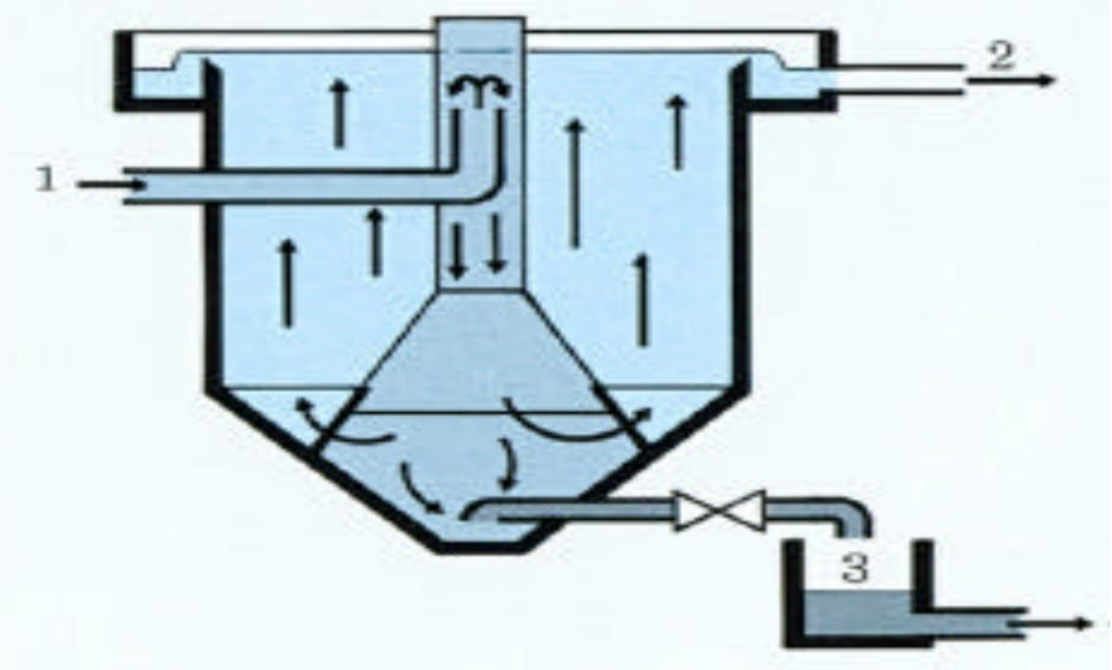


Figure III.3 : Décanteur cylindro-conique

IV-3-4-1-2)- Décanteurs statique à flux horizontal :

Dans ce type d'ouvrage, il est nécessaire de prévoir une zone d'entrée, une zone de sortie et une zone à boues.

La vidange de boues se fait par évacuation totale de l'eau du bassin. La pente du radier du bassin varie de 5° à 60°.

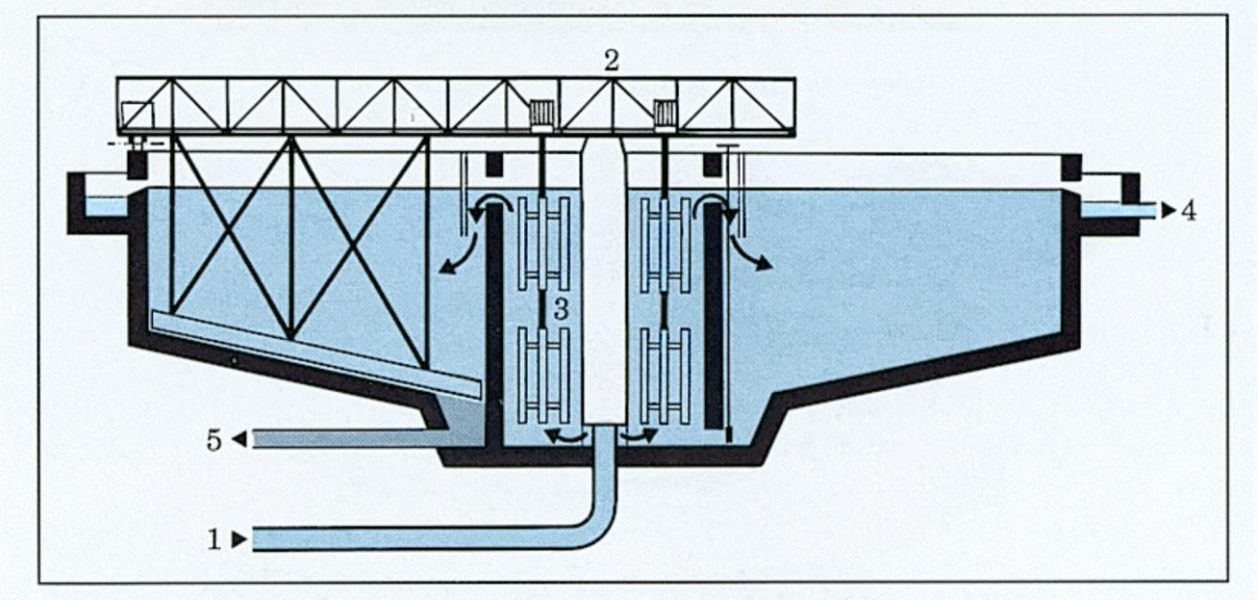
IV-3-4-2)- Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :

IV-3-4-2-1)- Décanteurs circulaires :

L'alimentation des décanteurs secondaires est assurée soit par un puits central de distribution, soit au périphérique du bassin. Ils sont limités à un diamètre de 50 à 60 m à cause des dimensions du racleur.

La pente du radier sur laquelle ont effectue le raclage des boues de 4 à 10%. Les principales mécaniques de raclage sont :

- Les ponts racleurs à entraînement périphérique.
- Les ponts racleurs à entraînement central.

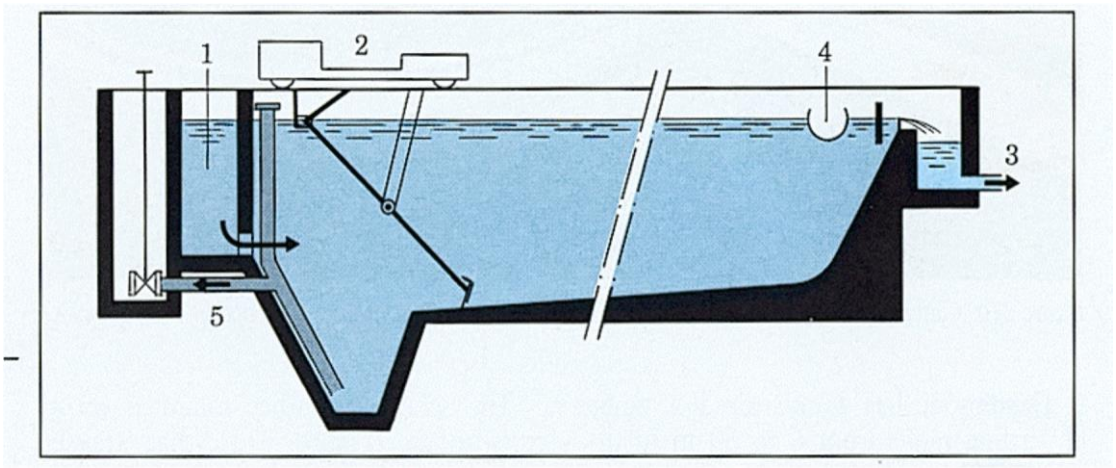


1 - Arrivée d'eau brute 4 - Sortie d'eau décantée.
2 - Pont racleur. 5 - Évacuation des boues
3 - Zone de floculation.

Figure III.4 : Décanteur floculateur avec entraînement périphérique du pont

IV-3-4-2-2)- Décanteurs longitudinaux rectangulaires :

Le dispositif de raclage peut être : Le pont racleur se déplaçant selon un mouvement de va-et-vient, le raclage s'effectue à contre courant. La vitesse de raclage doit être inférieure à 3 cm/s.



1 - Arrivée d'eau brute. 4 - Reprise des flottants.
2 - Pont racleur. 5 - Évacuation des boues
3 - Sortie d'eau décantée.

Figure III.5 : Décanteur longitudinal à pont racleur

III-3-5)- Traitements biologiques

Les dispositifs souvent utilisés dans le domaine d'épuration sont :

III-3-5-1)- 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.

- **Diffuseurs à grosses bulles :**

Du fait de la vitesse ascensionnelle élevée et de la surface de contact réduite, le rendement est faible.

Le système est robuste et permet l'utilisation de soufflantes particulièrement robustes, lorsque l'injection se fait à profondeur réduite.

- **Diffuseurs à moyennes bulles :**

Les bulles sont obtenues par cisaillement d'une colonne d'air par un clapet vibrant permettant d'avoir des risques d'obstruction faibles, le rendement est intermédiaire entre fines bulles et grosses bulles.

- **Diffuseurs à fines bulles :**

L'air est diffusé par des matériaux poreux (plastique poreux, verre filtré…) donnant des bulles de dimension millimétrique et un rendement élevé.

Ce système présente un risque de colmatage intérieur par les poussières atmosphériques et huile des surpresseurs et extérieur par les eaux usées (en cas d'arrêt de l'aérateur, ce qui permet le développement de micro-organisme sur la surface poreuse).

Le système à fines bulles est envisageable surtout pour les grandes installations très soigneusement menées pour diminuer la fréquence de ces opérations.

III-3-5-2)- Aérateurs 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.

L'apport spécifique varie de 1,5 à 2,0 Kg O_2/Kwat.h **[18]**

- Les appareils à axe vertical on les subdivise en deux types :

❖ turbines tentes avec des vitesses de 40 à 100 tr/ min et des apports spécifiques brutes de 0,8 à 1,5 Kg O_2/Kwat.h **[18]**

❖ turbines rapides (750 à 1500 tr/ mn).

III-3-6)-Traitement des boues

- **Epaississeurs gravitaires**

C'est la technique la plus fréquente, Elle consiste à faire séjourner des boues dans des bassins de forme cylindro-conique. Jusqu'à 5 m de diamètre, on peut utiliser le type statique, simple cuve cylindrique à fond conique (45 à 70° sur l'horizontale). Au-delà de cette dimension, on munit des cuves à radier à pente faible d'un système de raclage et d'agitation lente dont le rôle est double :

- faciliter le glissement des boues vers la fosse centrale d'où elles sont extraites ;
- permettre le dégagement de l'eau interstitielle et des gaz occlus dans les boues au moyen d'une herse verticale accrochée au dispositif tournant.

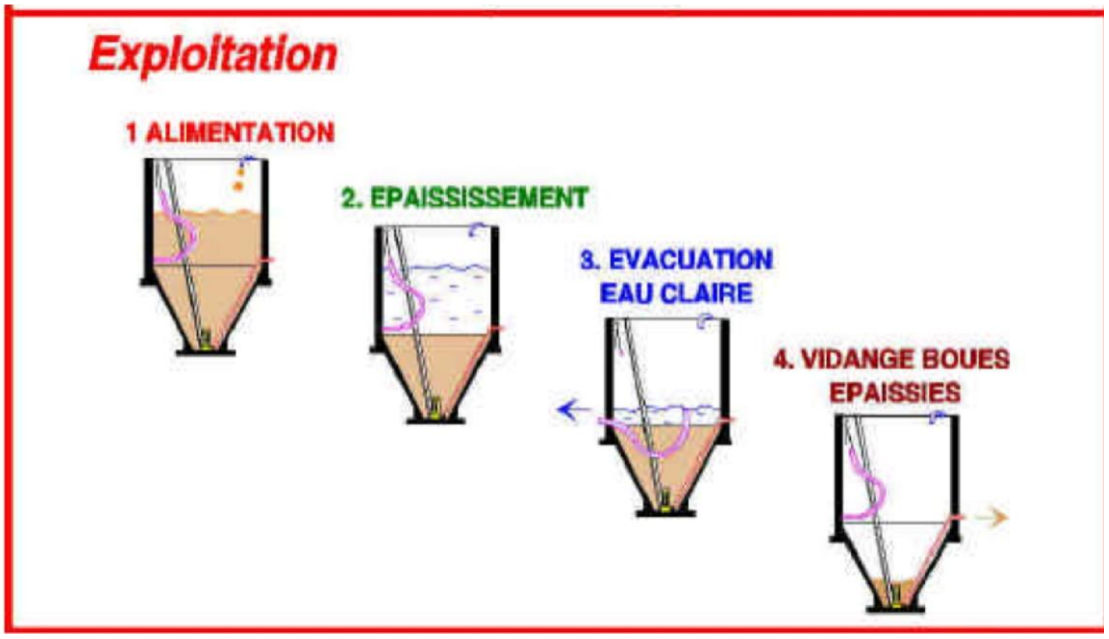


Figure III.6. : Schéma de principe d'un épaississeur gravitaire

- **Epaississement par flottation**

Dans ce type d'épaississement, les fines bulles d'air forées par dépressurisation s'accrochent aux flocs des boues. Le mélange air-matières s'élève à la surface du bassin ou il se concentre et sera éliminé par raclage de surface. L'emploi de poly-électrolyte augmente le rendement de capture des matières ainsi que la concentration de la boue épaissie.

III-4)- La filière du traitement

La station d'épuration de SIDI LAKHDAR se compose de la ligne de traitement biologique suivante :

- Arrivée des eaux brutes ;
- Dégrillage des eaux brutes ;
- Dessablage- déshuilage ;
- Aération des eaux et formation des boues activées ;
- Clarification des eaux (décantation secondaire) ;
- Désinfection des eaux traitées ;
- Recirculation des boues ;
- Epaississement des boues en excès ;
- Evacuation des boues fraiches vers les lits de séchage ;
- Déshydratation des boues sur les lits de séchage ;
- Réutilisation des eaux traitées.

III-4 -1- Le pré-traitement

Destiné à préparer l'effluent au traitement biologique ultérieur, le prétraitement comporte une succession d'opérations physiques ou mécaniques destinées à séparer les eaux usées des matières volumineuses, en suspension ou flottantes, qu'elles véhiculent.

III-4 -2- Le traitement primaire

Son objectif est d'éliminer les particules dont la densité est supérieure à celle de l'eau par gravitaire. La vitesse de décantation est en fonction de la vitesse de chute des particules, qui elle-même est en fonction de divers autres paramètres parmi lesquels : grosseur et densité des particules.

III-4- 3 - Le traitement secondaire

L'épuration par boues activées consiste à mettre en contact les eaux usées avec un mélange riche en bactéries par brassage pour dégrader la matière organique en suspension ou de ces matières, suivie d'une décantation à partir de laquelle on renvoie les boues riches en bactéries vers le bassin d'aération.

trois principales utilisations spécifiques du procédé à boues activées :

- Élimination de la pollution carbonée (matières organiques)
- Elimination de la pollution azotée
- Elimination biologique du phosphore.

III-4-4)- Le traitement tertiaire (désinfection) :

A la sortie du traitement secondaire la concentration en MES restes très importante dans l'effluent, et selon l'aspect sanitaire, les eaux épurées doivent être sécurisées par une désinfection appropriée. Or cette désinfection et d'autant plus efficace et économe que si l'effluent subisse un traitement poussé visant à éliminer le maximum des MES. L'objectif du traitement tertiaire est donc d'obtenir un effluent avec un taux de MES < 5 mg/l.

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage au moyen de dispositifs qui créent des aérosols.

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

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

III-4-5- Le traitement des boues :

III-4-5-1)- Définition et origines

Les boues de la station sont des boues résiduaires, qui résultes de traitement des eaux usées en avales.

- ✓ Ces boues peuvent être de différentes origines :
- Des eaux industriels pouvant contenir des matières organiques (des effluents d'abattoirs ou de fermentations), et d'autres inorganiques (peuvent contenir des composés toxiques, exemples des métaux lourds)
- Des eaux domestiques qui produisent des boues décantables .

❖ Les Boues brutes ou primaires (boues de traitement primaire):

Caractérisées par des mauvaises odeurs, peu de liquide, et fortement putrescibles avec unpourcentage en eau de 94 à 98% et 1,5 à 2,5% de matières solides.

❖ Boues secondaires contenant particulièrement un film microbien et plus stabilisées que les boues primaires avec 6 à 8% de matières sèches.

III-4-5-2)- Epaississement des boues résiduaires.

Le rôle de L'épaississement c'est réduire le volume des boues ; pour les prochaines étapes de traitements ; par l'extraction de l'eau.

Dans le souci environnemental de limiter la consommation de réactifs sur la station, l'épaississement gravitaire se présente comme un meilleur choix en lieu et place de l'épaississement mécanique au polymère.

III-4-5-3)- Lits De Séchage

Ce procède consiste à repartir les boues à déshydrater sur une surface drainante (composée de plusieurs couches de gravier et de sable de granulométries variables),a travers laquelle s'écoule l'eau intestitielle.ces lits de séchages sous mis sous serre pour non seulement tirer partie du phénomène d'évaporation naturelle, mais l'accélérer par les rayons de soleil.une notre variante de ce procède consiste a mettre les lite de séchage sous couvert végétal, ce qui permet de s'affranchir des conditions climatiques. Ce procède de séchage présente l'intérêt d'être en plus une solution de stockage des boues.il est particulièrement bien adapté aux stations d'épuration des collectivités de moins de 5000 Eqhab.

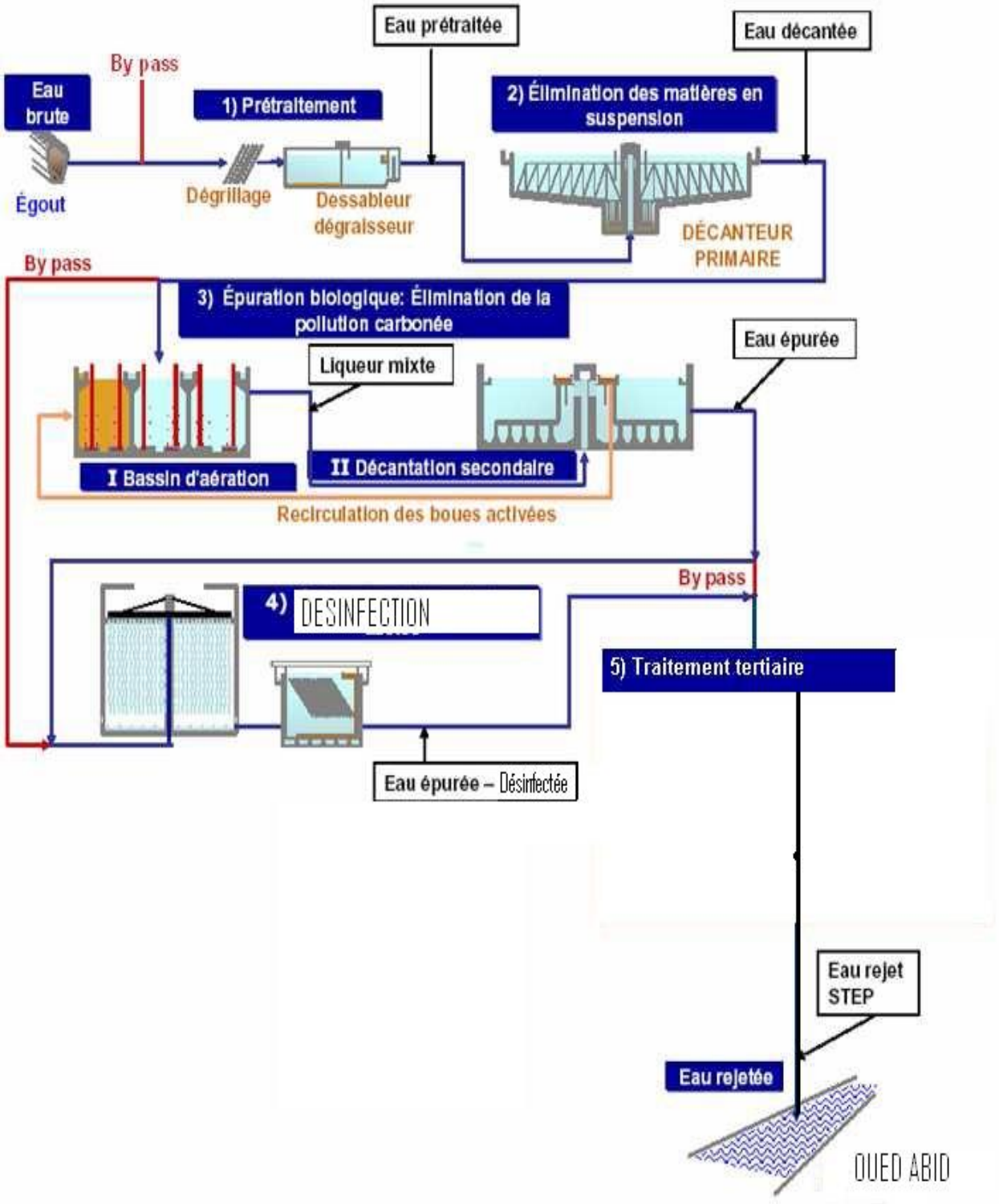


Figure III.7 : Schéma d'un traitement par boues activées

III-5- Classement des procédés par boues activées :

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

a-Charge massique :

La charge massique cm est le rapport entre la quantité journalière de pollution à éliminer et la masse de bactéries épuratrices mises en œuvre. **[17]**

La masse bactérienne étant évaluée par le poids de MVS (Kg DBO_5/Kg.MVS.j).

b-Charge volumique :

Lorsque quotidiennement, un certain poids de matières organiques exprimes en DBO_5 (kg/j) doit être transforme dans un réacteur aérobie de volume V (m^3), on définit la charge volumique comme étant le rapport de la pollution apportée par unité de volume de bassin.

La charge volumique est intéressante pour le dimensionnement rapide des bassins d'aérations, elle n'a aucune signification biologique (Kg DBO_5/ m^3 j).

c- Age des boues :

L'âge des boues A_b est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications.

Tableau III.1 : classement des procédés par boues activées

Appellation	Charge massique Cm (Kg DBO5/Kg MES.j)	Charge volumique C_v (KgDBO_5/m^3.j)	Ages des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO_5
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10 à 30	**R ≥ 90% Nitrification possible**
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	**R = 80 à 90% Nitrification possible aux températures élevées**
Forte charge	**$0,4 \leq C_m < 1,2$**	**$1,5 < C_v < 3$`**	**1,5 à 4**	**R < 80%**

III-5-1- Choix du procédé d'épuration :

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés on prenant en considération leurs avantages et inconvénients qu'on va les cités ci-après :

a-Procédé à forte charge :

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

b-Procédé à moyenne charge :

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

c-Procédé à faible charge :

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

III-5-2- La théorie de l'épuration par boue activée :

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

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

III-6- Paramètres influençant le processus épuratoire : [18]

A)-Besoins en oxygène :

Dans le système aérobie que constitue le traitement par boues activées, la teneur en oxygène ne doit pas être un facteur limitant ; la teneur en oxygène dissous dans le bassin d'aération doit être de 1 à 2mg/l au moins.

B)-Besoins en nutriments :

Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée. Cette alimentation requiert la présence d'azote, de phosphore et d'un certain nombre d'oligo-éléments. Ces derniers sont généralement présents en quantité suffisante dans les eaux résiduaires domestiques, ce qui n'est par contre pas le cas des eaux industrielles un rapport DBO_5/N/P=100/5/1.

C)-Effet de la température :

Les réactions métaboliques sont des réactions enzymatiques soumises aux lois de la cinétique chimique : la vitesse des réactions décroît avec une baisse de la température.

Il peut être nécessaire, avec le refroidissement, d'accroître la teneur en biomasse du liquide afin de maintenir le rendement à son niveau maximal. Les basses températures occasionnent une augmentation de la viscosité donc une décantation plus lente.

D)- Influence de PH :

L'épuration biologique des eaux résiduaire est un processus enzymatique. Ce qui implique une zone optimum de PH, aux environs de la neutralité entre 6,5 et 8,5.

E)-Influence de la toxicité :

La présence de substances toxiques dans l'effluent à traiter se traduira par une inhibition partielle ou totale de l'activité des micro-organismes (métaux lourds,….etc). .

III-7)- Conclusion :

Dans ce chapitre on a parlé sur tous les procédures d'épuration, les caractéristiques ainsi que les ouvrages d'une station à boues activée c'est le cas pour notre projet d'étude à SIDI LAKHDAR.

IV. 1. Introduction :

La station d'épuration recevra une pollution à caractère domestique prédominant. L'effluent épuré sera rejeté par la suite. Le dimensionnement de la station d'épuration on se basera sur le débit rejeté et les charges polluantes véhiculées par les eaux usée.

Parmi les variantes d'épuration par le procédé boues activées, nous optons pour deuxvariantes épuration par boues activées à faible charge et a moyenne charge.

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

IV.2. Estimation des débits des eaux usées

IV.2.1. Débit moyen journalier : D.R.E

Le débit moyen journalier est calculé selon la relation suivante :**Q_{mj}= $Q_{usé}$= 5265 m^3/j**

IV.2.2. Débit moyen horaire :Q_{mh}(m^3/h).

Il se calcul par la relation suivante : **Q_{mh}**=Q_{mj} / 24 → **Q_{mh}= 220 m^3/h**

IV.2.3. Débit diurne : Q_{md}(m^3/h)

Le débit moyen diurne correspond à la période 16 h durant laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée. Soit :

Q_{md}= Q_{mj} / 16→ **Q_{md}= 329 m^3/h**

IV.2.4. Débit de pointe :

IV.2.4.1 Débit de pointe par temps sec : Qpt,s (m^3/h)

On le calcule par la formule suivante : **$Q_{pt,s}$= K_p. Q_{mj}……..(IV.1)** avec

K_p est coefficient de pointe

- **Définition du coefficient de pointe K_p:**

Le débit d'eau usée dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. C'est la qu'intervient la notion de Coefficient de pointe qui permet d'estimer le pique de consommation à partir du débit moyen journalier, ce coefficient est calculer les relations suivantes :

- **K_p** $=1.5+\frac{2,5}{\sqrt{Qmj}}$ Si $Q_{mj} \geq 2,8$ l/s.
- **K_p** = 3 Si $Q_{mj} \leq 2,8$ l/s.

D'où Q_{ps}= 1.54 * 5265 = 8108 m^3/j = 338 m^3/h avec K_p=1.54

Q_{ps}=338 m^3/h

IV.2.4.2.Débit de pointe par temps de pluie : $Q_{pt,p}$= (3÷5). Q_{mj}……..(IV.2)

Dans notre projet on va prendre le debit a temps de pluie egalea trois (03) fois le debit moyen journalier (dilution de 3).

D'où **$Q_{pt,p}$= 3* 5265 = 15795 m^3/j = 658 m^3/h**

Tableau N° IV.1 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement

PARAMETRES	**UNITES**	**HORIZONS**	
		2030	**2050**
Capacité	Eq.Hab	35100	44930
Charge hydraulique			
- journalière	m^3/j	5265	6740
- moyenne horaire(Q_{mh}) sur 24h	m^3/h	220	281
-Diurne horaire (Q_{md}) sur 16h	m^3/h	329	421
- coefficient de pointe		1,54	1.53
- pointe horaire en temps sec (Q_{Ps})	m^3/h	338	430
- pointe horaire en temps de pluie (Q_{Pp} = 3*Q_{mj})	m^3/h	658	842.50
Charge polluante			
DBO_5			
- concentration correspondante	mg/l	470	600
MES			
- concentration correspondante	mg/l	625	826
DCO			
- concentration correspondante	mg/l	938	1108
NTK			
- concentration correspondante	mg/l	125	168

IV.3 : Les prétraitements :

IV.3.1.Introduction :

Les prétraitements sont constitués par une série d'opérations physiques ou mécaniques qui ont pour but le dégrossissage et le dessablement. Ils éliminent les matières les plus grossières susceptibles d'endommager les organes mécaniques ou de perturber l'efficacité des étapes ultérieures d'épuration

Les principales opérations de prétraitements sont :

- Le dégrillage.
- Le dessablage.
- Le déshuilage-dégraissage

IV.3.2. Chambre de reception :

la chambre de reception est indisponsable dans l'ouvrage de prétraitement pour un ouvrage qui comporte deux couloirs. On opte pour une chambre de réception est prevue pour le cheminement des eaux usées vers le couloir qui est en service. Elle sera dimensionnée a la base du débit de pointe Q_p= 338 m^3/h (elle est normalisée)

longueur= 2m

largeur=2m

hauteur= 1m

IV.3.3.Le dégrillage :

L'opération du dégrillage a pour d'éliminer les matières volumineuses transportées par l'eau résiduaire ; c'est ce qui permet de protéger la station contre le problème de bouchage au niveau de ces des différents ouvrages causé par les différents objets.

En fonction de l'espacement des barreaux on peut distinguer :

- Le dégrillage fin : écartement de 3 à 10 mm
- Le dégrillage moyen : écartement de 10 à 50 mm
- Le dégrillage grossier : écartement de 50 à 100 mm

IV.3.3.1. Formules et lois permettant le dimensionnement :

- **Méthode de KRISHMER:** [19]

La largeur de la grille est donnée par l'expression: $\mathbf{L_g = S.\sin\alpha / H_{max}.(1-\beta).K……..(IV.3)}$

- L : largeur de la grille (m).
- α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon (α= 60°).
- H_{max} : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille H_{max} = (0,15-1,5) m.
- β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

- K : coefficient de colmatage de la grille.
- S : surface de passage de l'effluent ($S= Q_p/V$)**……..(IV.4)**
- V : Vitesse d'écoulement (m/s). V= 0.4 – 1.2 m/s.

Donc : **$L_g= Q_p. \sin\alpha/V. H_{max} (1- \beta).K$……..(IV.5)**

Tableau IV.2 : espacement et épaisseur des barreaux

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
e (cm)	2,00	**1,00**
d (cm)	**5 à 10**	**0,3 à 1**

- **Horizon 2030**
  - **Grille grossière**

$\alpha = 60°$.

Q_{psec}=338 m^3/h = 0,094 m^3/s

On prend: V= 1 m/s.

H_{max} = 1 m.

K= 0,5 (grille automatique).

β = e/e+d = 2/8+2= 0,2 Avec :

Pour grille grossière ona d : espacement des barreaux (d=8 cm)

e : épaisseur des barreaux (e=2cm)

Donc : L_g= 0,094 x sin 60° /1x1 (1-0,2) x 0,5 = 0.21 m

L_g= 0.21 m

- **Grille fine**

β = e/e+d =1 /1+0,9 = 0,53 **……..(IV.6)** Avec :

Pour grille fine ona d : espacement des barreaux (d=0.9 cm)

e : épaisseur des barreaux (e=1 cm)

L_g= 0.094 x Sin 60° /1x1 (1- 0,53) x 0,5 = 0.34 m.

On prendL_g= 0.50 m

➢ **Horizon 2050**

- **Grille grossière**

$\alpha = 60°$.

$Q_p = 0,12\ m^3/s$

V= 1 m/s

$H_{max} = 1$ m.

K= 0. 5(grille automatique).

$\beta = e/e+d = 2/2+8 = 0,2$

L_g= 0,12 Sin 60° /1x1 (1-0,2) x0,5 = 0,26m.. **L_g=0,26m**

- **Grille fine**

$\beta = 1/1+0,9 = 0,53$

L_g= 0,12x sin 60° /1x1 (1-0,53) x 0,5 = 0.44 m.

On prend L_g= 0.50m

- **Le calcul de la longueur :**

On a unehauteur de grille de 1m

Sin(α)=l/B alors B=l/Sin(α)=1/Sin60**……..(IV.7)**

l=1.15m

- **Calcul des pertes de charge :**

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

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

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} Sin\,\alpha \quad \text{……..(IV.8)}$$

avec:

ΔH: perte de charge(m).

d : espacement entre les barreaux (cm).

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

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

β = 2.42 Pour les barreaux rectangulaires ;

β =1.79 Pour les barreaux circulaires ;

- **La grille grossière :**

On a :

$\beta = 1{,}79$ (Barreaux de section circulaire**) [19]**.

$d = 8cm,\ e = 2cm,\ \alpha = 60°,\ V = 1m/s$

Donc :

$$\Delta H = 1{,}79\ (\frac{2}{8})^{\frac{4}{3}}\ \frac{(1)^{2}}{2.9{,}81}\ Sin60° = 0{,}012m$$

ΔH= 0.012 m

- **la grille fine :**

On a : $\beta = 1{,}79$ (barreaux de section circulaire)

$d = 1cm,\ e = 0{,}9cm,\ \alpha = 60°,\ V = 1m/s$

Donc :

$$\Delta H = 1{,}79(\frac{1}{0{,}9})^{\frac{4}{3}}\frac{(1)^{2}}{2.9{,}81}Sin60° = 0{,}09m$$

ΔH= 0.09 m

Tableau IV.3: Résultats du dimensionnement des grilles

Dégrilleur	**Horizon 2030**		**Horizon 2050**	
	Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	**Grille fine**
La largeur L (m)	0,21	0.50	0,26	**0.50**
La perte de charge ΔH (cm)	0,012	0,09	0,012	**0,09**
La longueur B(m)	**1,15**	**1,15**	**1,15**	**1,15**

- Pour le bon fonctionnement de la station on va opter a deux dégrilleurs la premiere une dégrilleur grossier suivi d'une deuxième qui doit être fine.
- A l'opération de dégrillage la charge polluante reste presque constante.

IV.3.3.2.Le dessablage-déshuilage :[19]

- **Le dessablage :**

Les déssableurs permettent de retenir les graviers, les sables et les matières minérales de dimensions > 0,2mm, en laissant passer les matières organiques en suspension. Une vitesse de 0,3m/s permet un dépôt d la majeure quantité des matières minérales contenues dans l'eau

Le choix du type de déssableur dépendra de la concentration en sable des eaux et de l'importance de la station ainsi que son coût.

- dessableur rectangulaire à couloir
- déssableur à couloir à vitesse constante
- déssableur rectangulaire airé

- **Le degraissage-déshuilage :**

C'est une opération destinée à réduire les graisses et les huiles qui sont émulsionnées par simple sédimentation physique en surface.

Le déshuilage c'est une opération de séparation liquide-liquide, par contre le dégraissage est une opération de séparation solide-liquide. Il existe différents type de bassins de déshuilage-dégraissage conçus suivant la qualité de et la concentration de l'effluent en graisses et huiles.

- Dégraisseur et dessableur sépare
- Dessableur dégraisseur combiné

IV.3.3.3.Le calcul de dessableur déshuileur :

Pour notre station, on a choisi dessableur-déshuileur aéré car dont le déshuilage est couplé à un dessablage car c'est le mieux adapté pour notre cas, puisque on a des eaux usées urbaine d'origine domestique en grande partie. Il est composé de deux zones :

- l'une aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- les huiles et les graisses sont récupérées en surface

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

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

$\frac{L}{H} \leq \frac{Ve}{Vs}$ **……..(IV.9)** Ve : La vitesse horizontale Ve = 0.10 à 0.50 m/s Vs :

Vitesse de sédimentation Vs = 10 à 20m/h

L : Longueur de bassin. H : Profondeur du bassin. H= 1 à 3 m

Le dessableur doit être dimensionné dans l'un des rapports suivants : $\frac{H}{l} = 1.5$.

- **La section horizontale:** $S_h = \frac{Q_P}{Vs}$

Pour le dimensionnement, on prend :

$Ve = 0{,}3 m/s$

$Vs = 20 m/h = 0{,}006 m/s.$

T_s= 4 mn (en pointe)

H= 2.5 m

- **Horizon 2030 :**

Le débit de pointe $Q_{Pp} = 0{,}183 m^3/s$

- **Section horizontale :**

$$S_h = \frac{Q_P}{Vs} = \frac{0{,}183}{0{,}006} \text{ ……..(IV.10)}$$

$$S_h = 30.05 m^2 \qquad \boxed{S_h = 30.05 \text{ m}^2}$$

- **Le volume du dessableur :**

$V = Q_p * T_s$ **……..(IV.11)**

Où :V **:** volume du dessableur.

Q_p **:** débit de pointe de temps de pluie.

Alors :

$V = 0{,}183*4*60 = 43{,}95 \text{ m}^3$ **$V = 43.95 m^3$**

- **Hauteur du dessableur :**

H=V / S **……..(IV.12)**⇨H= 43.95 / 30.05 ⇨ **H= 1.46 m**

On prend **H= 2m**

- **Largeur du dessableur :**

$\frac{H}{l} = 1{,}5 \Rightarrow$ $l = \frac{H}{1{,}5} = \frac{2.0}{1{,}5}$ ⇨**l = 2,0 m**

- **Longueur du dessableur :**

$L = \frac{S}{l} = \frac{30.05}{2{,}0}$ ⇨**L = 15 m**

- **Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :**

La quantité d'air à insuffler varie de 1à 1,5 m^3 d'air/ m^3 d'eau.

$q_{air} = Q_P.V$ **……..(IV.13)**

Tel que : V est le volume d'air à injecter (1,5 m^3 d'air/ m^3 d'eau)

$q_{air} = 0{,}183.1{,}5 = 0{,}275 m^3 d'air/s$

$q_{air} = 990 m^3 d'air/h$

Q_{air}= 990 m^3d'air/m^3/h

➢ **A l'horizon 2050**

Pour cet horizon, on doit prévoir un second dessableur dont le débit sera la différence des débits des deux horizons :

$Q_p = Q_{p(2050)} - Q_{p(2030)} = 0{,}234 - 0{,}183$

$Q_p = 0{,}051 m^3/s$

Pour le dimensionnement, on prend :

$Ve = 0{,}3 m/s$

$Vs = 20 m/h = 0{,}006 m/s.$

- **Section horizontale** : $S_h = \frac{Q_P}{Vs} = \frac{0{,}051}{0{,}006}$ $S_h = 9 m^2$

- **Le volume du dessableur :**

$V = Q_p * T_s$

Alors :

V =0,051*4*60= 12.24 m^3 **V = 12.24m^3**

- **Hauteur du dessableur :**

H=V / S ⇨H= 12.24 / 9⇨ **H= 1.50 m**

- **Largeur du dessableur :**

$\frac{H}{l} = 1{,}5 \Rightarrow$ l= $\frac{H}{1{,}5} = \frac{1.5}{1{,}5} \Rightarrow$ **l = 1 m**

- **Longueur du dessableur :**

$L = \frac{S}{l} = \frac{9}{1} \Rightarrow$ **L = 9 m**

- **Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :**

La quantité d'air à insuffler varie de 1à 1,5 m^3 d'air/ m^3 d'eau .

$$q_{air} = Q_P.V$$

Tel que : V est le volume d'air à injecter (1,5 m^3 d'air/ m^3 d'eau)

$$q_{air} = 0,051 * 1,5 = 0,080\ m^3 d'air / s$$

$$q_{air} = 290 m^3 d'air / h$$

Tableau récapitulatif des résultats concernant les dimensions du déssableur-déshuileur :

Tableau IV.4 : Dimensions du déssableur-déshuileur

Dimensions	Unité	2030	2050
- Longueur	**M**	**15**	**9**
- Largeur	**m**	**2.0**	**1.0**
- Hauteur	**m**	**2**	**1.5**
- Volume	**m^3**	**43.95**	**12.24**
- Quantité d'air	**m^3/h**	**990**	**290**

Remarque :

Le déshuilage se déroule en même temps que le dessablage (c'est un ouvrage combiné), les huiles sont piégés dans une zone de tranquillisation à partir de laquelle sont raclées en surface.

IV.3.3.4.Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales celles-ci représentent 30% des MES.

- Les MES contiennent 30% des MMS et 70% des MVS.

➢ **Horizon 2030 :**

- La concentration a l'entrée du déssableur est MES= 625mg/l
- La charge en MES à l'entrée de dessableur est MES= $625*10^{-3}*5265$= 3291 Kg/j
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

MVS= 3291*0, 7= 2303.7 Kg/j

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

MMS= 2303.7*0, 3= 987.3Kg/j

- Les matières minérales éliminées :

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

MMSe=987.3*0, 70= 691.1 Kg/j

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

MMS_S= MMS-MMS_e= 987.3– 691.1 =296.2Kg/j

- Les MES à la sortie de dessableur:

MES_S= MVS+ MMS_S= 2303.7 + 296.2

MES_S= 2599.9Kg/j

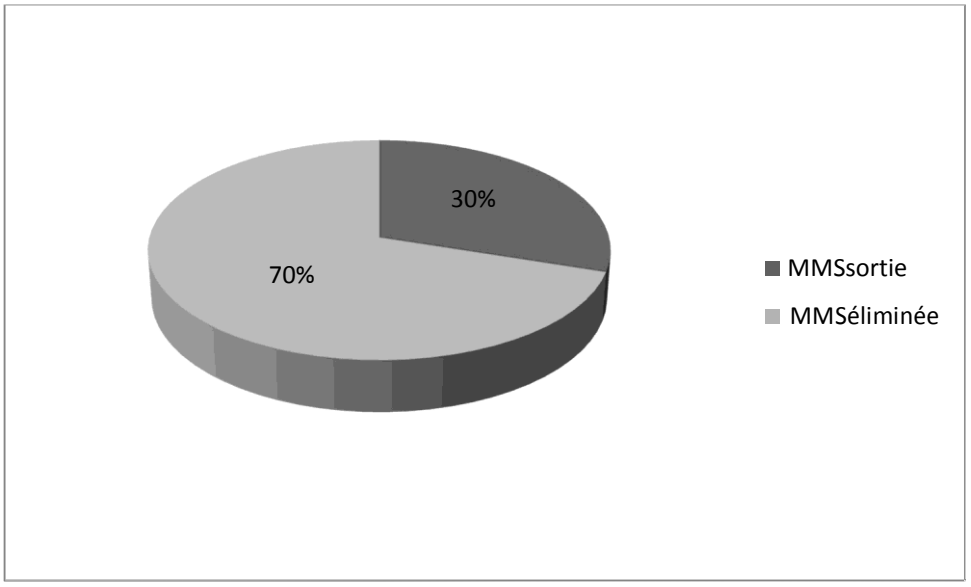


Figure IV.1 Taux d'abattement de MMS

La valeur de MVS ne subit aucun changement au niveau du dessableur.

➢ **Horizon 2050:**

- La concentration a l'entrée du déssableur est MES=841mg/l
- La charge a l'entrée du dessableur est MES = $841*10^{-3}*6740$ = 5668.5 kg/j
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

MVS= 5668.5*0, 7= 3968 Kg/j

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

MMS=5668.5*0, 3= 1700.5 Kg/j

- Les matières minérales éliminées :

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

MMS_e=1700.5*0,7= 1190.4 Kg/j

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

MMS_s= MMS-MMS_e= 1700.5 – 1190.4 = 510.1 Kg/j

- Les MES à la sortie de dessableur:

MES_s= MVS+ MMS_s= 3968 + 510.1

MES_s= 4478.1 Kg/j

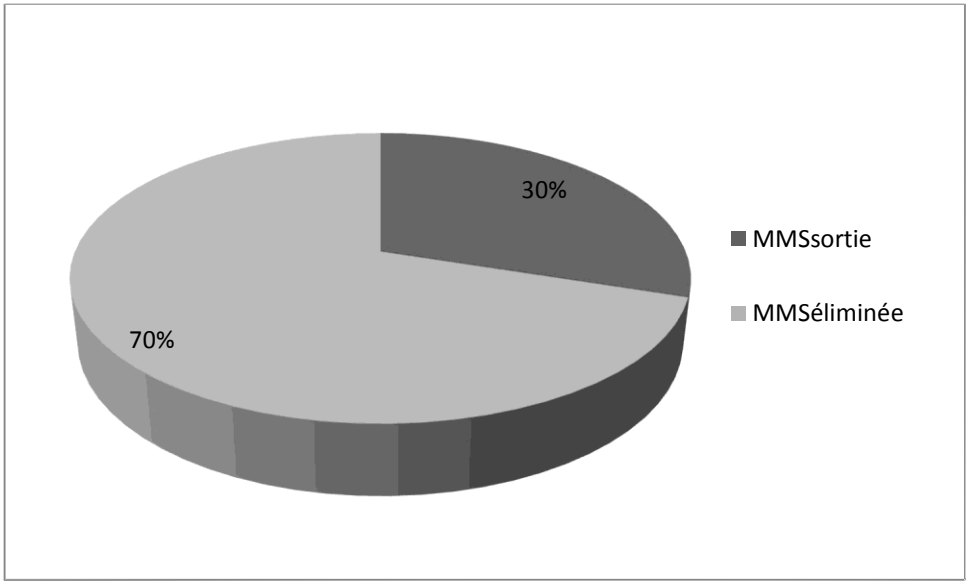


Figure IV.2 Taux d'abattement de MMS

IV.4. Les traitements primaires

IV.4.1.Introduction :

Les traitements primaires sont représentés par le phénomène de décantation, qui est une séparation solide-liquide, elle consiste en une élimination en matières en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau ; l'eau usée préalablement dégraillée et dessablée, contient encore des matières organiques et minérales décantables, qui vont subir une décantation.

Ces matières correspondent aux états suivants :

- décantation libre ou grenu
- décantation diffuse ou coalescent

IV.4.2.Choix du décanteur primaire :

Le choix du décanteur est circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire, leurs constructions est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures, ainsi que pour les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

IV.4.3. Dimensionnement du décanteur primaire :

- **Horizon 2030 :**

pour notre cas, on a choisi un décanteur circulaire pour des raisons économiques

IV.4.3.1. Données pour le calcul du décanteur :

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution. le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures . [19]

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport Qpts/$Q_{moy\ h}$[19]

$K = Q_{pte}/Q_{moy}$……..(IV.14)

Tableau IV.5 :Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}

$K=Q_{pte}/Q_{moy}$	2.5	3	5	8	10
V_{limite}(m/h)	2	2.5	3.75	5	6

Où : Q_{pte}**:** débit de pointe par temps sec. (m^3/h)

Q_{moy} : débit moyen horaire. (m^3/h)

$Q_{p.sec}$: 338 m^3/h.

Q_{moy} : 220 m^3/h

$\Longrightarrow \quad K = \frac{338}{220} = 1.54 \approx 2.5$

D'après le tableau la valeur de V_{limite} est : V_{limite}= 2 m/h

- **Calcul de la surface horizontal S_h:**

$$S_h = \frac{Qpp}{V_{limite}} = \frac{658}{2} = 329m^2 \Longrightarrow$$

S_h=329 m²

- **Calcul du volume V:** $V = Q_{Pte} * ts$

D'où : t_s est le temps de séjours $1h < t_s < 2h$

On prend : t_s = 1h. Donc: V =658*1 ⟹ **V= 658m³**

- **Calcul de la hauteur du bassin H :**

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{658}{329} = 2m \Longrightarrow$$

H= 2 m

- **Calcul du diamètre du décanteur D:**

$$\mathbf{D} = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4*658}{3{,}14*2}} = 20m$$ **…….....(IV.15)**

D=20m

- **Calcul du temps de séjours t_s :** $t_s = V/Qi$ **……..(IV.16)**

D'où : V : Volume du décanteur m^3

Qi : Débit considérer m^3 /h.

- pour le débit moyen horaire

$t_s = V / Q_{moy} = 658/220 = 3h$**……..….(IV.17)**

t_s= 3h

- pour le débit de pointe par temps sec :

$t_s = V / Q_{pte.s} = 658/338 = 2h$

t_s=2h

- **Calcul des charges hydrauliques** C_{hyd}**:** $C_{hyd} = Q_i/S$ **…….(IV.18)**

- pour le débit moyen horaire : C_{hyd} = 220/338 = **0.65 m/h**.

- pour le débit de pointe par temps sec : C_{hyd}= 338/338 = **1m/h**.

IV.4.3.2.Calcul de la quantité des boues éliminées:

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

35% de DBO_5 **……..(IV.19)**

60% de MES**……..(IV.20)**

- **Charge à l'entée du décanteur :**

$DBO_5 = 470*10^{-3}*5265 = 2474.60$ Kg/j

MES $=625*10^{-3}*5265 = 3291$Kg/j

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

$DBO_{5e} = 0,35 . DBO_5' = 0,35 *2474.6 =$ **866.1 Kg/j**

MES $_e = 0,6 .MES' = 0,6 *3291=$ **1974.6Kg/j**

$MMS_e = 0,3 . MES_e = 0,3*1974.6 =$ **592.4 Kg/j**

MVS $_e = 0,7 . MES_e = 0,7 *1974.6 =$ **1382.2 Kg/j**

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

MES $_s$= MES- MES $_e$ = 3291- 1974.6 = **1316.4 Kg/j**

$DBO_{5\ s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 2474.6-866.1 =$ **1608.5 Kg/j**

MMS $_s = 0,3 . MES_s = 0,3 *1316.4 =$ **394.9 Kg/j**

MVS $_s = 0,7 . MES_s = 0,7 *1316.4 =$ **921.5 Kg/j**

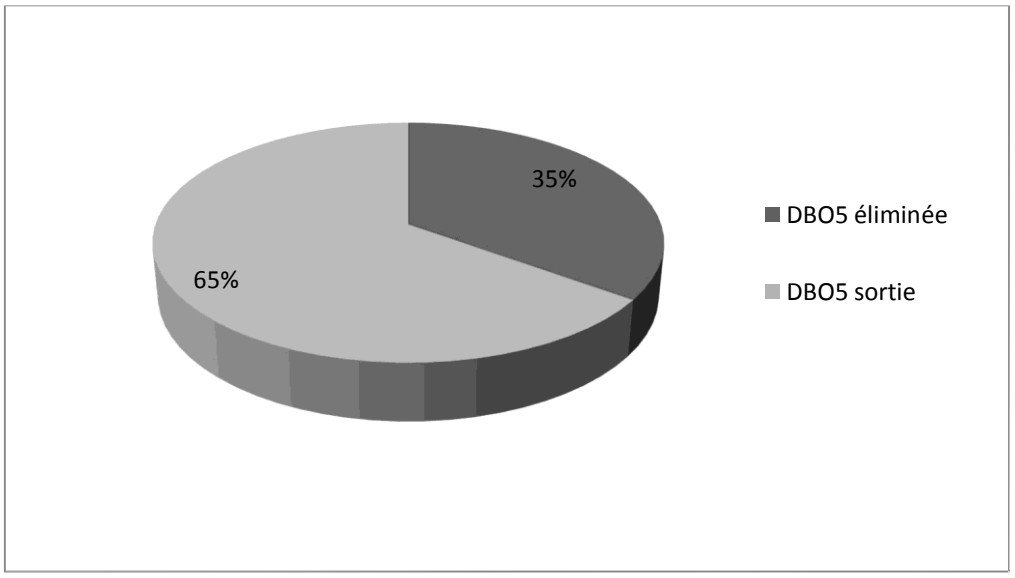


Figure IV.3.Taux d'abattement de DBO_5

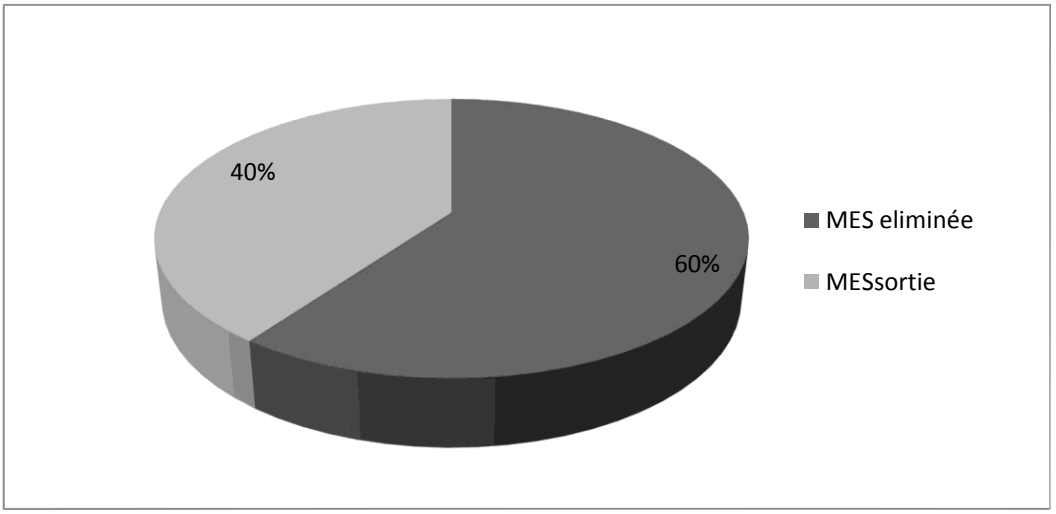


Figure IV.4. Taux d'abattement de MES

- **Horizon 2050 :**

Pour l'horizon de 2050 on prévoit un deuxième décanteur dont le débit égale a :

$Q_{pte} = Q_{p2050} - Q_{p2030}$ = 430-338 ⟹ **Q_{pte} = 92 m^3/h**

$Q_{moy} = Q_{my2050} - Q_{my2030}$ = 281-220 ⟹ **Q_{moy} = 61 m^3/h**

$$K = \frac{92}{61} = 1.51 \approx 2.5$$

D'après le tableau la valeur de V_{limite} est : V_{limite}= 2 m/h

- **Calcul de la surface horizontal S_h:**

$$S_h = \frac{Q_{pte}}{V_{lim\ ite}} = \frac{842.5 - 658}{2} = 46 m^2$$ ⟹ **S_h=92 m^2**

- **Calcul du volume V:** $V = Q_{Pte} * ts$

D'où : t_s est le temps de séjours ***1 h < t_s < 2 h***

On prend : t_s = 1h. Donc: V =184.5*1 ⟹ **V= 184.5 m^3**

- **Calcul de la hauteur du bassin H:**

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{184.5}{92} = 2m$$ ⟹ **H= 2 m**

- **Calcul du diamètre du décanteur D:**

$$\mathbf{D} = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4*184.5}{3{,}14*2}} = 10.84m$$

D = 11m

- **Calcul du temps de séjours t_s :** $t_s = V/Qi$

V : Volume du décanteur m^3

Qi : Débit considérer m /h.

- pour le débit moyen horaire

$t_s = V / Q_{moy} = 184.5/61 =$ **3h**

- pour le débit de pointe par temps sec :

$t_s = V / Q_{pte} = 184.2/92 =$ **2h**

- **Calcul des charges hydrauliques** C_{hyd}**:** $C_{hyd} = Q_i/S_h$
  - pour le débit moyen horaire $C_{hyd} = 61/92 = 0.66$ m/h
  - pour le débit de pointe par temps sec : $C_{hyd} = 92/92 = 1$ m/h

IV.4.3.3.Calcul de la quantité de boues éliminées :

➢ **Charge à l'entrée du décanteur :**

$DBO_5' = DBO_{5(2050)} - DBO_{5(2030)} = 4044 - 2475 =$ **1569 Kg/j**

$MES' = MES_{(2050)} - MES_{(2030)} = 5567 - 3291 =$ **2276 Kg/j**

➢ **Les charges éliminées par la décantation primaire :**

$DBO_{5e} = 0,35 . DBO_5' = 0,35 . 1569 =$ **549.2 Kg/j**

$MES_e = 0,6 . MES' = 0,6 . 2276 =$ **1365.6Kg/j**

$MVS_e = 0,7 . MES_e = 0,7 . 1365.6 =$ **956 Kg/j**

➢ **Les charges à la sortie du décanteur primaire :**

$MES_s = MES' - MES_e = 2276 - 1365.6 =$ **910.4 Kg/j**

$DBO_{5\ s} = DBO_5' - DBO_{5e} = 1569 - 549.2 =$ **1019.8 Kg/j**

$MVS_s = 0,7 . MES_s = 0,7 . 910.4 =$ **637.3 Kg/j**

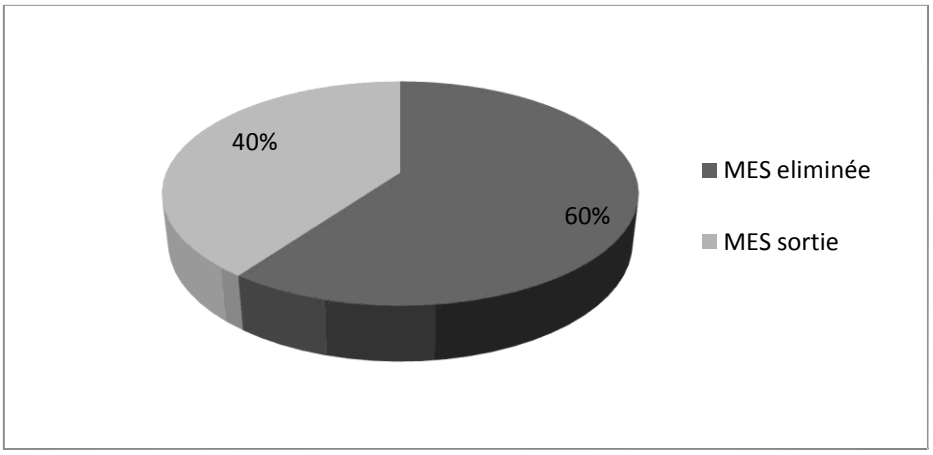


Figure IV.5.Taux d'abattement de MES

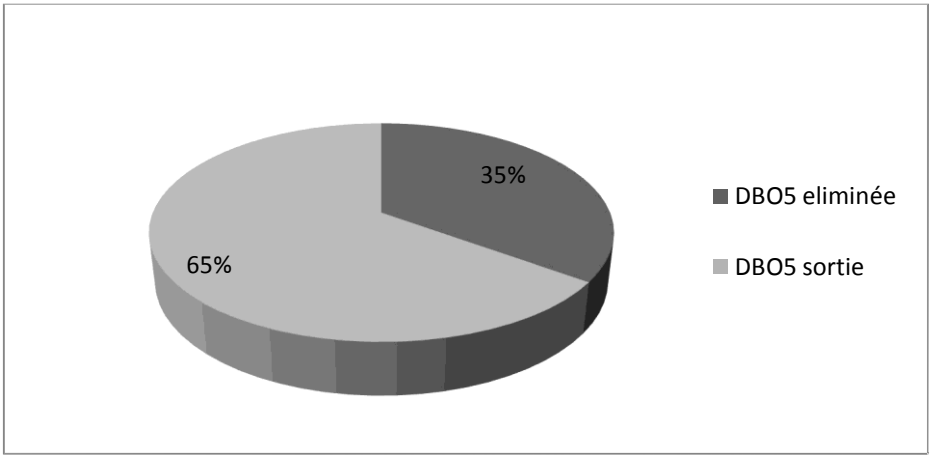


Figure IV.6. Taux d'abattement de DBO_5

Le tableau ci-dessous donne les résultats de dimensionnement du décanteur primaire pour les deux horizons :

Tableau IV.6.récapitulatif des résultats des calculs du décanteur

Décanteur primaire	Unité	2030	2050
Surface horizontale	m^2	329	**46**
Volume	m^3	658	**92**
Hauteur	m^2	2	**2**
Diamètre	m^2	20	**8**
Nombre de décanteur	-	1	**1**
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	H	3	**3**
Temps de séjour pour le débit de pointe en temps sec	**H**	**2**	**2**

IV.5: Traitements biologiques

IV.5.1.Introduction :

Les traitements biologiques reposent sur l'utilisation des micro-organismes naturellement présents dans les eaux, que l'on concentre dans les bassins d'épuration par floculation ou par fixation sur des supports inertes.

Le traitement biologique est réalisé dans un ensemble complet qui comprend :

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

IV.5.2.Choix de la variante :

pour le dimensionnement de la station de SIDI LAKHDAR, on a proposé deux variantes, la première est à moyenne charge et la deuxième est à faible charge.

pour commencer on va procéder à une étude comparative entre ces deux variantes :

IV.5.3.1.Etude de la variante à moyenne charge :

- La charge massique (Cm) :

C'est le rapport de la pollution exprimé en DBO_5 entrant par unité de masse de boues présentées.

$$Cm = \frac{DBO_5 entrée\ (Kg\ /\ j)}{masse\ .du\ .MVS\ .dans\ .le.bass\ .(Kg)} = \frac{L_0}{Xa.V} = \frac{L_0}{Xt}(KgDBO_5\ /\ Kg\ .MVS\ .j)$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons : 0,2<Cm<0,5 Kg DBO_5/Kg.MVS.j **[17]**

- La charge volumique (Cv) :

C'est le rapport de la pollution par unité de volume du bassin.

$$Cv = \frac{DBO_5 entrée(Kg\ /\ j)}{volume.du..bassin(m^3)} = \frac{L_0}{V}(KgDBO_5\ /\ m^3\ j)$$

Pour le traitement à moyenne charge :

$0,6 < Cv < 1,5$ Kg DBO_5/ m^3 j **[17]**

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de Cm:

Cm = 0,4 Kg DBO_5/ Kg MVS j

IV.5.3.1.1. Bassin d'aération:

Le dimensionnement du bassin d'aération se fait sur la base des critères de base de charge massique (quantité de pollution organique exprimée en DBO_5 apportée par jour dans le bassin par rapport à la quantité de boues présente dans le bassin), et de charge volumique (quantité de DBO5 apportée par volume du bassin) et d autres paramètres intervenant dans le dimensionnement des ouvrages sont le temps de séjour de l'effluent dans le bassin et l'âge des boues qui doit être suffisamment grand pour assurer la stabilisation des boues.

- **Horizon 2030:**
  - Débit moyen journalier $Q_{moy\,j} = 5265\ m^3/j$
  - Débit moyen horaire $Q_{moy\,h} = 220\ m^3/h$
  - Débit de pointe par temps pluie $Q_p = 658\ m^3/h$
  - Charge polluante à l'entrée du bassin Lo = 1608.5 Kg/j
  - La concentration des MVS dans le bassin (X_a)

$\frac{Cv}{Cm} = X_a = 3$ g/l **……..(IV.21)** et Cm = 0,4 Kg DBO_5/ Kg MVS j

Donc Cv = X_a.Cm = 3* 0,4 **……..(IV.22)** Cv = 1,2 Kg DBO_5/m^3 j

- Concentration de l'effluent en DBO_5

$So = Lo/Q_{moy\,j} = 1608.5 /5265 = 305.51$ mg/l**…….IV.23)**

- La charge polluante à la sortie (S_f = 30mg/l d'apres OMS)

$L_f = S_f * Q_{moy\,j} = 0,03*5265 = 158$ Kg DBO_5/j**……..(IV.24)**

- La charge polluante éliminée

$L_e = L_o – L_f = 1608.5 – 158 = 1450.5$ Kg DBO_5/j**…….(IV.25)**

- Le rendement de l'épuration

$\eta_{ep} = (Lo – Lf)/Lo = (1450.5 / 1608.5)*100 = 90.2\%$**…….(IV.26)**

IV.5.3.1.2. Dimensionnement du bassin d'aération :

Le bassin d'aération est l'ouvrage le plus important dans une station d'épuration fonctionnant avec un procédé biologique, il est considéré comme les poumons de la station, c'est pour ça il doit être dimensionné avec précision ; ce bassin peut être sous forme circulaire ou sous forme rectangulaire.

Pour notre cas, on a choisi un bassin qui sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur B et de hauteur H.

- **volume du bassin :**

V = Lo/Cv = 1608.5 / 1,2 = 1304.4 m^3**……..(IV.27)**

On devise le volume en deux, donc on aura 2 bassins d'aération

V_1=1304.4 / 2 = **670.20 m^3**

- **La hauteur du bassin :**

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

H = 4m dont 0,5m pour le débordement

- **surface horizontale du bassin :**

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{670.2}{4} \qquad S_h = 168\,m^2$$

- **La largeur du bassin :**

On prend L= 2B, alors $S_h = 2B^2$, et $B = \sqrt{\frac{S_H}{2}}$

Enfin : B = 9.17 m ; on prend : **B = 10 m**.

- **La longueur du bassin :**

L = 2*B **= 20 m**

Alors la surface sera : 20*10 = 200 m^2

- **La masse de boues dans le bassin :**

$$X_a = \frac{L_O}{C_m} = \frac{80425}{0{,}4} = 201063Kg$$

- **Concentration de boues dans le bassin :**

$$[X_a] = \frac{Xa}{V} = \frac{2010.63}{670.20} = 3 \quad \text{……..(IV.28)} \quad [X_a] = 3Kg/m^3$$

- **Calcul du temps de séjour :**

- Pour le débit moyen horaire

$$T_S = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{670.20}{220} = 3h \quad \text{…….……..(IV.29)}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_S = \frac{V}{Q_P} = \frac{670.2}{338} = 2h$$

- Pour le débit diurne

$$T_S = \frac{V}{Q_d} = \frac{670.2}{329} = 3h$$

- **Besoin en oxygène :**

Les installations d'épuration biologiques fonctionnent généralement en présence d'oxygène, notant toutefois que la vitesse de dégradation dépend de la qualité d'oxygène nécessaire pour la synthèse cellulaire et la respiration endogène, cela permet de réaliser un bon contact entre l'air et l'eau, la vitesse de dissolution de l'oxygène dans l'eau dépend de : la température, l'altitude, le débit, la concentration de la pollution et la géométrie du bassin.

Les besoins en oxygène sont définis par l'expression suivante :

$$q_{o2} = a' L_e + b' Xa \quad \text{(Kg/j)}\text{.....(IV.30)}$$

L_e : la charge DBO_5 éliminée (Kg/j)

X_a : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg)

a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution **[20]**

Tableau IV.7.charge massique en fonction de a'**[20]**

Charge massique	**0,09**	**0,1**	**0,15**	**0,2**	**0,3**	**0,4**	**0,5**
a'	0,66	0,65	0,63	0,59	0,56	0,53	**0,5**
b'	**0 ,06**	**0,07**	**0,075**	**0,08**	**0,085**	**0,09**	**0,7à1,2**

On a: Cm = 0,4 Kg DBO_5 /Kg MVS.j

Donc a'= 0,53

b' : coefficient cinétique de respiration endogène

Donc pour a'= 0,53, on a : b'= 0,09

- **La quantité d'oxygène journalière est :**

q_{o2} = (0,53*1608.5)+(0,09*2010.63) = 1033.46 Kg O_2/j

- **La quantité d'oxygène horaire :**

q_{o2}/24 = 1033.46/24 = 43.06 Kg O_2/h

- **La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin :**

q_{o2}/ m^3 = 1033.46/ 670.2 = 1.54 Kg O_2/m^3j

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

q_{o2}pte = (a'Le/ Td)+(b'.Xa/24)**……....(IV.31)**

La respiration endogène de la boue restante est la même sur 24 heures.

Td : période diurne en heures Td= 16h

(Le = Se*Qmoy.j/Td) : la DBO_5 à éliminer en période diurne.

q_{o2}pte = (0,53*1608.5/16) + (0,09*2010.63/24) = 60.82Kg O_2/h

IV.5.3.1.2.1.Calcul de l'aérateur de surface à installer :

- **La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No) :**

On doit tenir compte de :

- la salinité des eaux.
- la température des eaux.
- la concentration en oxygène dissous à y maintenir.
- la pression.

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_O = 1{,}98 .* 10^{-3} P_a + 1 \ (kg / kwh).$$

P_a : Puissance par m² du bassin

- $P_a = (70 \div 80) \ w/m^2$ on prend $P_a = 75 \ w/m^2$

N_0 = 1,98*10^{-3} * 75 + 1 = 1,15 kg O_2/kWh

$$N = N_0 . \left(\frac{(\beta . C_S - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_S} \right) \left(kgo_2 / kwh \right) \text{……..(IV.32)}$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à T=25°C

C_L = (1,5÷2) mg/l. **[20]**, on prend C_L=1,5 mg/l.

C_S : concentration de saturation en oxygène à la surface aux conditions standards à 20°C et 760 mm de mercure.

C_S= 8,7 mg/l pour les aérateurs de surface **[20].**

Et que C = 1,02 (coefficient de température)

L'effet des solides dissous et la concentration en matières dégradables sur la saturation en oxygène varie d'une eau usée à l'autre et doit être mesuré sur le terrain. La relation qui traduit cet effet est donnée par :

$$\beta = \frac{C_S\,(eau\,usée)}{C_S\,(eauépurée)}$$ **……..…..(IV.33)** β est de l'ordre de 0,9 **[20]**

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau pure,

a' = 0,85 à 0,95. **[7]**

$$N = N_0.\left(\frac{(0,9*8,7-1,5)0,9*1,02^{(25-20)}}{8,7}\right) = 0,83\left(kgo_2 / kwh\right)$$

- **Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » Wa :**

Wa = q(O_2) pte/ N = 60.82 / 0,83 = 73.28Kw**……..(IV.34)**

- **Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :**

$W_n = S_h * P_a$**……..(IV.35)**

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m^2)

Pa : puissance absorbée par m^2 du bassin (w/m^2)

$W_n = 2*168*10^{-3}.\ P_a$ / Pa = $75W/m^2$

Donc W_n = 25.2Kw

- **Le nombre d'aérateurs dans le bassin :**

N = Wa/Wn**……..(IV.36)**

N = 73.28 / 25.2 = 2.90 donc N = 3 aérateurs.

- **Besoin en énergie de l'aérateur :**

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O_2/Kwh.

E = q(O_2) pte / 1,5 = 60.82 /1,5

E = 40.55 Kw /h

IV.5.3.1.2.2. Bilan de boues :

- **Calcul de la quantité des boues en excès :**

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_a - X_{eff}$$ **[21]……..(IV.37)**

Avec :

$X_{\min}$: Boues minérales

X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 de MVS. **[19]**

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBQ_5 éliminées)

a_m : 0,55(en moyenne).puisque 0,53 <a <0,56

L_e : Quantité de DBQ_5 à éliminer (Kg/j)

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

$$b = \frac{b'}{1,42}$$ **……..(IV.38)**

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène. = 0,09

$$b = \frac{0,09}{1,42} = 0,06$$

X_a : Masse totale de MVS dans le bassin(Kg)

X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES est 1316.4 Kg/j

$X_{\min} = 0,3 * 658.2 = 197.46\,Kg/j$

$X_{dur} = 0,3.MVS$

$X_{dur} = 0,3*921.48 = 276.44Kg/j$

$a_m L_e = 0,55*725.25 = 389.90Kg/j$

$b\ Xa = 0,06 * 2010.63 = 120.64\,Kg/j$

$X_{eff} = 0,03*2632.5 = 78.98Kg/j$

Alors :

$\Delta X = 664.20\,Kg/j$

- **Concentration de boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \text{ ……..(IV.39)}$$

Avec :

X_m :Concentration de boues en excès

I_m :L'indice de Mohlman

I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :$(100 \div 150)$

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

On prend : $I_m = 125$

D'où : $X_m = \frac{1200}{125}$

$X_m = 9{,}6 Kg/m^3$

- **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :

$$Q_{exés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{664.20}{9{,}6} \text{ ……..(IV.40)}$$

$Q_{exés} = 69.20 m^3/j$

- **Le débit spécifique par m^3 de bassin :**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \text{ ……..(IV.41)}$$

V :Volume de bassin

Donc :

$q_{sp} = \frac{664.20}{670.20}$

$q_{sp} = 1.00 Kg/m^3.j$

- **Le débit des boues recyclées :**

La recirculation des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, afin de réensemencer

celui-ci et d'y maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque une carence en oxygène, dans une anaérobie et dans certains cas on assiste au phénomène de dénitrification avec une remontée des boues à la surface.

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

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

$$R = \frac{100 * [X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \quad \textbf{.....(IV.42)}$$

R : taux de recyclage(%)

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = $3Kg/m^3$

Donc :

$$R = \frac{100 * 3}{\frac{1200}{125} - 3} \qquad R=45,45\%$$

- **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R * Q_j \quad \textbf{.....(IV.43)}$$

Donc :

$$Q_r = 0,45 * 2632.5$$

$$Q_r = 119650 m^3 / j$$

- **Age des boues :**

L'âge des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

Donc :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{2010.63}{664.20} = 3.03\ jours. \quad \textbf{.....(IV.44)}$$

A_b =3 jours et 40 min.

IV.5.3.1.3.Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur) :

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recirculées vers le bassin d'aération afin de maintenir une concentration qui est constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation)

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

IV.5.3.1.3.1. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur): [19]

Le principe de calcul du décanteur secondaire (clarificateur) est le même que celui du décanteur primaire.

pour le calcul du décanteur secondaire, on prend les données suivantes :

le temps de séjour : $t_s = (1 \div 2) heures$ on prend t_s = 1,2h. [17]

La vitesse ascensionnelle : 2,5≤V_a≤3 $m^3/m^2/h$; on prend $V_a = 2{,}5 m/h$

Le débit : $Q_{pte} = 658 m^3/h$.

- **Le volume du décanteur :**

$V = Q_{pte}.t_S = 658 \times 1{,}2$ **V=789.6 m³**

On prend deux décanteur : donc V' =V/2 = 395 m^3

- **La surface horizontale du décanteur S_h:**

$S_h = \frac{Q}{V_a} = \frac{658/2}{2{,}5}$ $S_h = 131.6 m^2.$

- **La hauteur du décanteur H :**

$H = \frac{V'}{S_h} = \frac{395}{131.6} = 3m.$ **H=3 m**

- **Le diamètre du décanteur D :**

$D = \sqrt{\frac{4.V'}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4*395}{3{,}14*3}} = 12.95m.$ On prend **D=13 m**

- **Le temps de séjourt_s :**

t_s= V' /Q_{moyh}

t_s = 2*395/ 658

t_s = 1,2 heure .

➢ Horizon 2050

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

$Q_{ptp} = Q_{ptp(2050)} - Q_{ptp(2030)}$

Donc : $Q_{ptp} = 842.5 - 658 =$ **184.5 m^3/h**

Avec :

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

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

$DBO_5 = DBO_{5\,(2050)} - DBO_{5(2030)} = 1019.8$**Kg/j**

$MES = MES_{(2050)} - MES_{(2030)} = 910.4$**Kg/j**

Tableau IV.8. Les résultats de l'horizon 2030 à moyenne charge:

Désignations	UNITES	2030
Données de base		
-journalière	*m^3/j*	*5265*
-moyenne horaire(Q_{mh}) sur 24h	*m^3/h*	*220*
Diurne horaire (Q_{md}) sur 16h	*m^3/h*	*329*
Débit de pointe par temps pluieQ_p	*m^3/h*	*658*
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	*Kg/j*	*1608.5*
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	*mg/l*	*305.51*
La charge polluante à la sortie L_f	*$KgDBO_5/j$*	*158*
La charge polluante éliminée L_e	*$KgDBO_5/j$*	*1450.5*
Le rendement de l'épuration R	*%*	*90.2*
Dimensionnement du bassin d'aération		
nombre de bassins	-	*2*
Volume du bassin V	*m^3*	*670.2*
Hauteur du bassin H	*M*	*4*
Surface horizontale du bassin S_h	*m^2*	*168*
Largeur du bassin B	*M*	*10*
Longueur du bassin L	*M*	*20*
La masse de boues dans le bassin X_t	*Kg*	*4021.26*
Concentration de boues dans le bassin [Xa]	*Kg/m^3*	*3*
Temps de séjours t_s pour le débit moyen horaire	*H*	*3h*
Temps de séjours t_s pour le débit de pointe par temps sec	*H*	*2*
Temps de séjours t_s pour le débit diurne	*H*	*3*

Besoin en oxygène		
Quantité d'oxygène journalière $Q(O_2)$	*KgO_2/j*	*2066.92*
La quantité d'oxygène horaire $Q(O_2)/24$	*KgO_2/h*	*86.12*
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin $Q(O_2)$	*KgO_2/m^3j*	*1.54*
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $Q(O_2)_{pte}$	*KgO_2/m^3h*	*60.82*
Calcul de l'aérateur par insufflation d'air à installer		
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération W_a	*Kw*	*73.28*
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin W_n	*Kw*	*25.2*
Le nombre d'aérateurs dans le bassin	-	*3*
Besoin en énergie de l'aérateur E	*Kwh/h*	*40.55*
Dimensionnement du décanteur secondaire		
Nombre de bassins	-	*2*
Volume du bassin V	*m^3*	*790*
Surface horizontale du décanteur S_h	*m^2*	*131.6*
Hauteur du décanteur H	*m*	*3*
Le diamètre du décanteur D	*m*	*13*
Le temps de séjours t_s	*h*	*1.2*
Bilan de boues dans un seul bassin		
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	*Kg/j*	*664.2*
Concentration de boues en excès X_m	*Kg/m^3*	*9.6*
Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	*m^3/j*	*69.20*
Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	*$Kg/m^3.j$*	*1*
Le taux de boues recyclées R	*%*	*45.45*
Le débit des boues recyclées Q_r	*m^3/j*	*1196.5*
Age des boues A_b	*j*	*3.03*

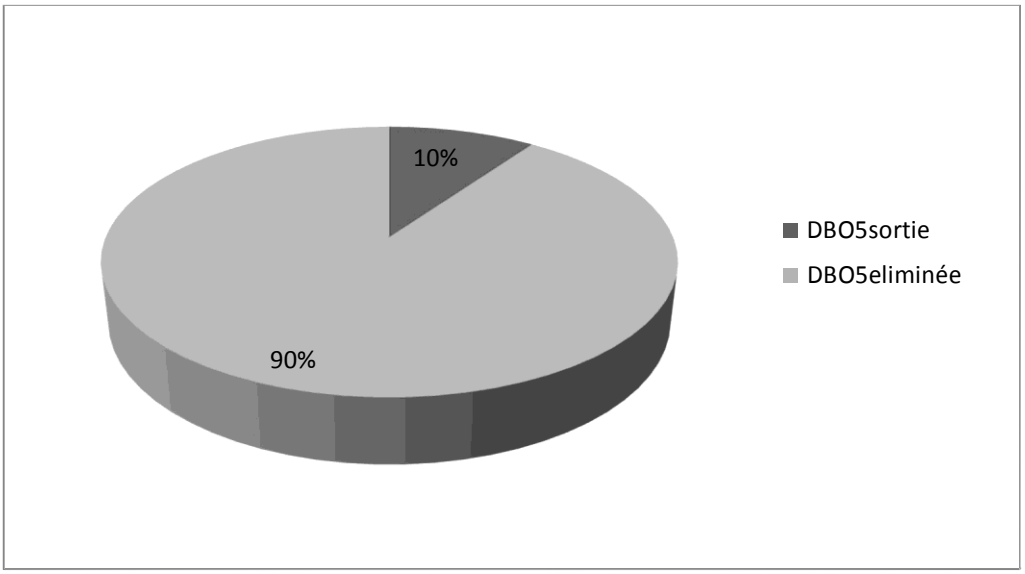


Figure IV.7. Taux d'abattement de DBO_5

Tableau IV.9 Les résultats de l'horizon 2050 à moyenne charge:

Désignations	UNITES	2050
Données de base		
-journalière	m^3/j	*6740*
-moyenne horaire(Q_{mh}) sur 24h	m^3/h	*281*
Diurne horaire (Q_{md}) sur 16h	m^3/h	*421*
Débit de pointe par temps pluieQ_p	m^3/h	*842.5*
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	*Kg/j*	*910.4*
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	*mg/l*	*617*
La charge polluante à la sortie L_f	$KgDBO_5/j$	*44.25*
La charge polluante éliminée L_e	$KgDBO_5/j$	*866.15*
Le rendement de l'épuration R	*%*	*95*
Dimensionnement du bassin d'aération		
nombre de bassins	-	*1*
Volume du bassin V	m^3	*759*
Hauteur du bassin H	*M*	*4*
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	*190*
Largeur du bassin B	*M*	*10*
Longueur du bassin L	*m*	*19*
La masse de boues dans le bassin X_t	*Kg*	*2276*
Concentration de boues dans le bassin [Xa]	Kg/m^3	*3*

Temps de séjours t_s pour le débit moyen horaire	*H*	*2.7*
Temps de séjours t_s pour le débit de pointe par temps sec	*H*	*1.77*
Temps de séjours t_s pour le débit diurne	*H*	*2.6*
Besoin en oxygène		
Quantité d'oxygène journalière $Q(O_2)$	*KgO_2/j*	*678.35*
La quantité d'oxygène horaire $Q(O_2)/24$	*KgO_2/h*	*28.64*
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin $Q(O_2)$	*KgO_2/m^3j*	*0.89*
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $Q(O_2)_{pte}$	*KgO_2/m^3h*	*38.69*
Calcul de l'aérateur par insufflation d'air à installer		
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération W_a	*Kw*	*46.62*
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin W_n	*Kw*	*14.25*
Le nombre d'aérateurs dans le bassin	-	*4*
Besoin en énergie de l'aérateur E	*Kwh/h*	*25.79*
Dimensionnement du décanteur secondaire		
Nombre de bassins	-	*1*
Volume du bassin V	*m^3*	*221.4*
Surface horizontale du décanteur S_h	*m^2*	*88.6*
Hauteur du décanteur H	*m*	*3*
Le diamètre du décanteur D	*m*	*8*
Le temps de séjours t_s	*h*	*2.41*
Bilan de boues dans un seul bassin		
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	*Kg/j*	*759.9*
Concentration de boues en excès X_m	*Kg/m^3*	*9.6*
Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	*m^3/j*	*79.15*
Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	*$Kg/m^3.j$*	*1*
Le taux de boues recyclées R	*%*	*45.45*
Le débit des boues recyclées Q_r	*m^3/j*	*670.4*
Age des boues A_b	*j*	*3*

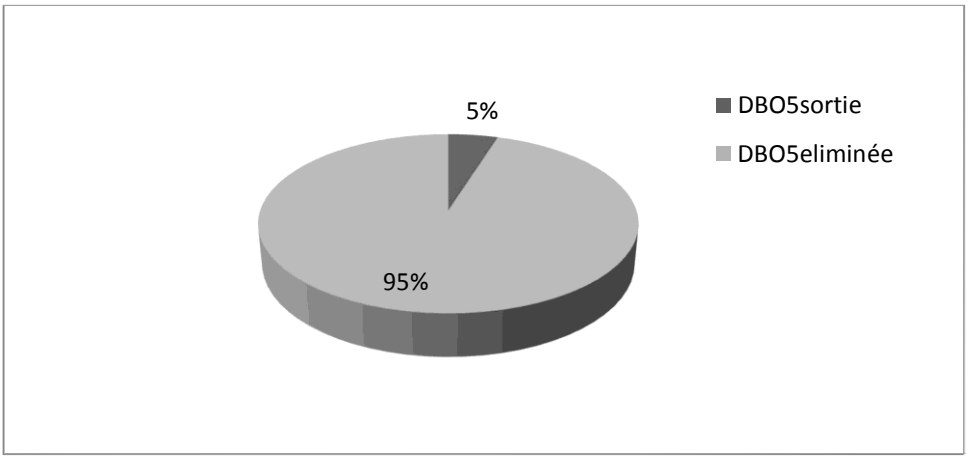


Figure IV.8. Taux d'abattement de DBO_5

IV.6.1. Traitement tertiaire (désinfection)

IV.6.1.1. Introduction :

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection. Lachloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît commeélément complémentaire de traitement indispensable dés lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

IV.6.1.2.Dose du chlore à injecter

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. [22]

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn. [22]

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

IV.6.1.2.1.La dose journalière en chlore

$Dj = Q_{moy\,j} * (Cl_2) = 5265 * 0{,}01 =$ **52.65 Kg/j……..(IV.46) Dj =52.65 Kg/j**

IV.6.1.2.1.1. Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl_2/ NaClO

20° de chlorométrie → X

X = 3,17. 20 / 1 = **63,4 g**de Cl_2/ NaClO

IV.6.1.2.1.2. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

1 m^3(NaClO) → 63,4 Kg de Cl2

Qj→ 46.78

Qj = 52.65/ 63,4 = **0.83 m^3 (NaClO)/j Qj =0.83 m^3 (NaClO)/j**

IV.6.1.2.1.3. La quantité annuelle d'hypochlorite

Qa = Qj . 365 =0.83*365=**303.11 m^3 (NaClO) /anQa =303.11 m^3 (NaClO) /an**

IV.6.1.3.Dimensionnement du bassin de désinfection

Q_{ptp}= **658m^3/ h** (débit de pointe au temps de pluie)

Ts = **30 mn**

a- Le volume du bassin

$V = Q_{pte} * Ts = 658*30/60 = 329\ m^3$ **v=329 m^3**

b- La hauteur du bassin

On fixe H = 3m **H = 3m**

c- La surface horizontale

$S_h = V/H = 329/3 = 110\ m^2$ **$S_h = 110m^2$**

d- La largeur et la longueur

On prend : L = 2 * B

B = √ (Sh /2) = **7.42 m.** On prend: **B= 7.50 m**

Alors : L = 2 * 7.5=15 m ⟹ **L=15 m**

Avec

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

➢ Pour l'horizon 2050

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

Débit de la station

$Q_{ptp} = Q_{ptp(2050)} - Q_{ptp(2030)}$

$Q_{ptp} = 842.5 - 658 =$ **$184.5\ m^3/h$**

Débit moyen journalier

$Q_{moy\ j} = Q_{moy\ j(2050)} - Q_{moy\ j(2030)}$

$Q_{moy\ j} = 6740 - 5265 =$ **$1475 m^3/j$**

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.10. résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2030	**2050**
• **Volume**	m^3	310	**93**
• **Hauteur**	M	3	**1.5**
• **Surface horizontale**	m^2	110	**62**
• **Longueur**	M	15	**12**
• **Largeur**	M	7.5	**6**
• **Dose journalière en chlore**	Kg/j	52.65	**14.75**
• **La quantité d'hypochlorite nécessaire :**	m^3/j	0.83	**0.23**
• **La quantité annuelle d'hypochlorite :**	**m^3/an**	**303**	**85**

IV.6.1.4. Traitement des boues

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une

Filière de traitement comportent l'épaississement, la stabilisation, la déshydratation et

L'évacuation finale.

IV.6.1.4.1. Epaississement

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans les décanteurs primaire et secondaire.

IV.6.1.4.2. Stabilisation

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations afin de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue la stabilisation chimique et biologique.

Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

Pour la stabilisation chimique ; Le composé de choix est la chaux vive. Son incorporation se réalise à une boue déjà floculée égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de chaux provoque une forte élévation de température et par conséquence une évaporation de l'eau.

Dans notre cas on choisit la technique de stabilisation aérobie, très utilisée dans les stations de traitement de moyenne importante.

IV.6.1.4.3.Déshydratation

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide.

Dans notre cas, on choisit une déshydratation naturelle sur lits de séchage afin de réduire les frais d'exploitation de la station (minimiser les dépenses d'énergies

IV.6.1.4.4. Dimensionnement

IV.6.1.4.4.1. l'épaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de:

- **Boues issues du décanteur primaire**

La boue primaire : $\Delta Xp = DBO5_{éliminée} + MES_{eliminée}$**……..(IV.47)**

ΔXp =866.1+1974.6 = **2840.7 Kg/j**ΔXp =**2840.7 Kg/j**

- **Boues issues du décanteur secondaire**

Boues secondaire ΔXs**= 1328.64 Kg/j** (Représente les boues en excès)

- **la quantité totale journalière des boues sera**

$\Delta X\ t = \Delta Xp + \Delta Xs$ = 2840.7 + 1328.64 = **4170 Kg/j**$\Delta X\ t$ =**4170 Kg/j**

- **La concentration des boues**

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : (20÷30) g/l **[23]**
- Boues secondaire : (10÷30) g/l **[23]**

- **Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur**

Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur :

❖ **Le débit arrivant du décanteur primaire**

$Q_1 = \Delta Xp / S_1$ **……..……..(IV.48)**

ΔXp : quantité issues du décanteur primaire

S1 : concentration des boues.

On prendra **S1 =25g/l**

Q_1 = 2840.7 / 25 = **113.63 m^3/j**Q_1 =**113.63 m^3/j**

❖ **Le débit arrivant du décanteur secondaire**

$Q_2 = \Delta Xs / S_2$**…….……..(IV.49)**

S2: concentration des boues.

On prendra **S2=10 g/l**

Q_2 = 1328.64/ 10 = **132.9 m^3/j**

❖ **Le débit total (Qt)**

$Q_t = Q_1+Q_2$ = 113.63+132.9=**246.53m^3/j……..(IV.50)**Q_t =**246.53m^3/j**

❖ **La concentration du mélange (S)**

S = ΔXt / Qt = 4170/ **246.53**= **16.91 Kg/m^3** S = **16.91 Kg/m^3**

❖ **Le volume de l'épaississeur**

V = Qt . Ts = 246.53 * 2 = 493.06 m^3**V= 493.06 m^3**

Ts : temps de séjours = 2j.

❖ **La surface horizontale**

Pour une profondeur de **H = 3m**. On calcule :

Sh = V / H = 493.06 / 3= **164.35 m^2**Sh =**164.50 m^2**

❖ **Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4.Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.164.5}{\pi}} = 14.47m$$ D=**15m**

❖ **Caractéristiques des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l ordre de 80 à100 g/l.[31]

❖ **Calcul du débit des boues épaissies**

C_{be}=85g /l.

Qd = ΔXt / 85 = 4170/85 = **49.06 m³/j……..(IV.51)**

IV.6.1.4.4. .2.Stabilisateur aérobie

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2mg / l.

- **La quantité de MVS contenue dans les boues**

MES=1316.4 kg/j

MM =394.9 kg/j

MVS=921.5 kg/j

- **La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation**

(MVS) sortie =MVS-0,45.MVS=921.5-0.45*921.5=506.83 kg/j

⟹(MVS) sortie = **506.83 kg/j**

- **Temps de séjour**

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$$B_a = B_{a0}.1^{K_S T}$$

- ✓ B_{ao} : représente la quantité de MVS au temps initiale ;
- ✓ B_a : représente la quantité de MVS au temps t ;
- ✓ K_s : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de Ks s'échelonnent entre 0,5 et 0,05, nous prenons **Ks=0,05.**

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$B_a = B_{a0}.1^{K_S T}$ =0.95. B_{a0} **……..(IV.52)**

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$(1-0.95)B_a = 45\%$ de MVS stabilisé

0,05Ba=0.45*506.83=**228.07 kg**Alors **B_a=4561.47 kg**

L'extraction journalier est de 724.02 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$T=\frac{4561.47}{506.83}=$ **9 jours ……..(IV.53)**

- **Boues en excès dans le stabilisateur**

Q_{exces}= MMS+ $(MVS)_{sortie}$=506.83+394.4 =**901.25 kg** de boues / jour

- **Dimensionnement du bassin de stabilisation**

❖ **La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)**

$M_b=Q_{excés}$* t =901.25* 9 =**8111.07 kg……..(IV.54)**

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 80 à 100 g/l, on prend **C_{be} =85g/l**

❖ **Volume du bassin de stabilisation**

$V=M_b / C_{be}$=8111.07/85=**95.45 m^3……..(IV.55)**

❖ **Surface horizontale**

On prend la profondeur du bassin de stabilisation **H= 2m**

Sh=V/H=95.45/2=**47.75 m^2**

❖ **La largeur de bassin**

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : Sh = L* l

On a L=2.l

$l = (S_H/2)^{0.5}$=**4.90ml = 5 m**

❖ **La longueur de bassin**

L=2.l=2 * 5= **10 m**

❖ **Aération du bassin de stabilisation**

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface **2** kg o_2 /kg MVS détruit

-La masse des boues détruites par jour est de 506.83 kg/j

DO_2=2. 506.83 =1013.7 kg O_2/j $\Rightarrow$**DO_2=1013.7 kg O_2/j**

IV.6.1.4.4.3. lits de séchage

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratéesnaturellement. Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sontconstitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Lesdrains, disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour lesramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les litsde séchage est 40 cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervallesrapprochés, soit 2 à 3 jours.La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons. Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée sile lit n'est alimenté qu'en un seul point.[8]

- **Calcul des lits de séchage**

Nous avons choisi les dimensions suivantes
b=8m; L=20m; H=0,4m

❖ **Le volume de boues épandues sur chaque lit**

V = b * L * H **……..(IV.56)**

V = **64m^3**

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latencecorrespondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.
La quantité des boues à extraire quotidiennement est :
Q_f= (MVS) $_{sortie}$= **506.83kg/j.**
La concentration des boues du stabilisateur varie entre 20 à 80 g/1.on la prend =35 g/l.

D'ou le volume journalier des boues à extraire est :
V_1=506.83 /35=**14.50m^3/j.**

❖ **Nombre de lits nécessaires à chaque épandage**

N >v_1/v=14.50/64=0.25 on prend n=1**……..(IV.57)**

❖ **Volume des boues épandues par lit et par an**

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an
V_2=12*v=12*64=**768m^3……..(IV.58)**

❖ **Volume des boues à sécher par an**

V_{ba}=v_1*365= 14.5*365=**5292.5 m^3……..(IV.59)**

❖ **Nombre de lits nécessaire**

N>v_{ba}/v_2=5292.5/768 =**7 lits……..(IV.60)**

❖ **Surface nécessaire :**

S = S_0 * N **……..(IV.61)**

Où : So c'est la surface du lit de séchage : S_0 = L * b = 20* 8 = **160m^2**

s=160*7=**1120 m².**

➢ Pour l'horizon 2050

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2030 et 2050).

Désignations	**unité**		
Dimensionnement de l'épaississeur			
• **Boues issues du décanteur primaire**	kg/j	2840.71	**1930.2**
• **Boues issues du décanteur secondaire**	kg/j	1328.64	**760**
• **la quantité totale journalière des boues**	Kg/j	4170	**2690.2**
• **Le débit total**	m^3/j	246.53	**153.21**
• **La concentration du mélange :**	Kg/m3	16.91	**17.56**
• **Débit des boues épaissies**	m^3/j	41.25	**31.56**
• **Hauteur**	M	3	**3**
• **Surface horizontal**	m^2	164.50	**102.14**
• **Volume**	m^3	493.06	**306.42**
• **Diamètre**	M	15	**11.50**
Stabilisateur aérobie			
• **La quantité de MVS contenue dans les boues** **- MES** **-MM** **- MVS**	kg/j	 1316.4 394.9 921.5	 **910.4** **273.1** **637.3**
• **La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :**	kg/j	506.83	**350.52**
• **Temps de séjour :**	J	9	**9**
• **Boues en excès dans le stabilisateur :**	Kg /j	901.25	**623.62**
• **La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)**	Kg	8111.07	**5612.6**
• **Hauteur**	M	2	**2**
• **Volume du bassin de stabilisation**	m^3	95.5	**66**
• **Surface horizontale**	m^2	47.75	**33**
• **La longueur de bassin**	M	10	**8.2**
• **La largeur de bassin**	M	5	**4.1**
• **Quantité d'air par jour Do_2**	Kg o_2/j	1013.7	**701.04**

Lit de séchage			
• **Le volume de boues épandues sur chaque lit**	m^3	14.5	**10**
• **la quantité des boues à extraire**	Kg/j	506.83	**350.52**
• **Volume des boues épandues par lit et par an**	m^3	768	**768**
• **Volume des boues à sécher par an**	m^3	5295.5	**3650**
• **Nombre de lits nécessaire**	-	7	**5**
• **Surface nécessaire :**	**m^2**	**1120**	**800**

IV.5.2.3. Etude de la variante à faible charge

Etant donné que les ouvrages de prétraitement ne dépendent pas de la charge de pollution à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui du procédé du système à boues activées à moyenne charge.

Il s'agit des ouvrages suivants :

- ✓ Le dégrilleur
- ✓ Le dessableur-déshuileur.

Le traitement biologique par boues activées à faible charge abouti à la formation d'une boue stable non fermentescible en admettant l'eau brute simplement dégrossie (sans décantation primaire c.à.d. le décanteur primaire sera supprimé dans le traitement à faible charge.)

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

- **Charge massique**

$0,1 < Cm < 0,2$ Kg DBO5/Kg MVS j **[24]**

On prendra : **Cm = 0,2 Kg DBO5/Kg MVS j**

- **Charge volumique**

$0,3 < Cv < 0,6$ Kg DBO_5/ m^3j **[24]**

On prendra : **Cv = 0,5 Kg DBO_5/ m^3j**

IV.7.2.3.1Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique.

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

- **le volume du bassin**

  Va=L0/Cv

- ✓ C_v : Charge volumique (kg DBO_5/ m^3.j). Cv = **0.5** Kg DBO_5/ m^3/ j
- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO_5/j).

  L_0 = 2474.4 kg/j

D'où :V = Lo/Cv = 2474.4 /0,5 = 4950 m^3**V = 4950 m^3**

Vu que le volume du bassin est important, on projette **TROIS** bassins carrés de volume identique de V=1650 m^3

- **La hauteur du bassin**

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

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

- **Surface horizontale du bassin**

Sh=V/H=1650/5=330 m^2**Sh=330 m^2**

- **Calcul des dimensions du bassin**

$Sh=L^2 \longrightarrow L=\sqrt{330.2}=25.69$ m **L=26m**

- **La masse de boues dans les trois bassins**

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{2474.4}{0.2} = 12371\text{kg}$$ **X_a =12371 kg**

- **Concentration de boues dans les bassins**

[Xa] =Xa / V= 12371/4950= 2.5 kg/m^3 **[Xa]= 2.5g/l**

- **Calcul du temps de séjour**

- Pour le débit moyen horaire

$$T_S = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{4950}{220} = 22.50\text{ h}$$ **Ts= 22.50 h**

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_S = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{4950}{338} = 14.65\text{h}$$ **Ts= 14.65 h**

- Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_S = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{4950}{658} = 7.52\text{ h}$$ **Ts= 7.52h**

La charge polluante à la sortie (Sf= 30 mg/l d'apres OMS)

La charge polluante à la sortie a une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO_5.

D'où la charge :

$L_f = S_f \ . Q_{moy\,j} = 0{,}03.\ 5265 = 158$ Kg DBO_5/j **L_f=158 Kg DBO_5/j**

- **La charge polluante éliminéeLe**

$L_e = L_o - L_f = 2474.4 - 158 = 2316.4$ Kg DBO_5/j **L_e =2316.4Kg DBO_5**

- **Le rendement de l'épuration**

$\eta_{ep} = (L_o - L_f) / Lo = (2316.4 / 2474.4).100 = 93.6\%$ **η_{ep}= 93.6 %**

- **Besoins théoriques en oxygène**

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

$$q_{o2} = a' L_e + b' Xa \quad \text{(Kg/j)}$$

- ✓ Le : $DB0_5$ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✓ Xa : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✓ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.

  $0.48 < à < 0.65$ **a'= 0,6**

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène

  $0.07 < b' < 0.11$ **b'=0,08**

- **les besoins journaliers en oxygène**

$q_{o2} = (0{,}6.2474.4) + (0{,}08.\ 12371) =$ **2474.32**Kg O_2/j

- **La quantité d'oxygène horaire**

$q_{o2/24} = 2474.32/24 =$ **103.10 Kg O_2/h**

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

$q_{o2/m3} = q_{o2} / v = 2474.32/9450 =$ **0.26 Kg O_2/m^3j**

- **Les besoins en pointe horaire en oxygène**

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

D'où : $q_{o2pte} = (0{,}6.2474.4/16) + (0{,}08.\ 12371/24) =$ **134 Kg O_2/h.**

- **Besoin réel en pointe en oxygène**

$$q_{o_2 réel} = \frac{q_o}{\alpha . \beta} \qquad \alpha = \frac{C_S\,(eau\ usee)}{C_S\,(eau\ epure)} = 0{,}8$$

- ✓ β : tel que $0{,}8 \le \beta \le 0{,}95$ On prend : $\beta = 0{,}85$

$$q_{o2\,réel} = \frac{134}{0.8 * 0.85} = 197.1 \text{ g } O_2/\text{h}$$

En moyenne : $q_{o2\,réel\ jour} = \frac{2474.32}{0.8 * 0.85} = 3638.70$ Kg O_2/j

IV.5.3.2.1.2.Calcul de l'aérateur de surface à installer :

- **La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No) :**

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_O = 1{,}98.10^{-3} P_a + 1 \ (kg/kwh).$$

Avec : $P_a = (70 \div 80) \ \ w/m^2$ on prend $P_a = 75 \ w/m^2$

$N_0 = 1{,}98. 10^{-3} * 75 + 1 = 1{,}15$ kg O_2/kWh

$$N = N_0 \left(\frac{(\beta.C_S - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_S} \right) \left(kgo_2 / kwh \right)$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à T=25°C

$C_L =$ (1,5÷2) mg/l. **[25]**, on prend C_L=1,5 mg/l.

C_S : concentration de saturation en oxygène à la surface aux conditions standards à 20°C et 760 mm de mercure.

C_S= 8,7 mg/l pour les aérateurs de surface. **[20]**

Et que C = 1,02 (coefficient de température)

β est de l'ordre de 0,9.

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau épurée.

a' = 0,85 à 0,95 [9].

$$N = 1{,}15. \left(\frac{(0{,}9.8{,}7 - 1{,}5) 0{,}95.1{,}02^{(25-20)}}{8{,}7} \right) = 0{,}88 \left(kgo_2 / kwh \right)$$

- **Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » Wa :**

Wa = q(O_2) pte/ N =134 /0,88 = 152.27Kw

- **Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :**

Wm = Sh * Pa

Wm = 3*330*75*10^{-3} = 74.25Kw

- **Le nombre d'aérateurs dans le bassin :**

N = Wa / Wm

N = 152.27 / 74.25= 2.05 donc N = 3 aérateurs.

- **Besoin en énergie de l'aérateur :**

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O_2/Kwh

E = q(O_2) pte / 1,5 = 134/1,5

E = 89.50Kwh /h

- **Bilan de boues**

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

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_a - X_{eff}$$

Pour la faible charge on prend :

a_m=*0.65* [21]

b= 0.05

La charge journalière en MES à la sortie de déssableur-déshuileur est **2961.26Kg/j**

X_{min}= 0,25*3229=807.25 Kg/j

X_{dur}=0.3 MVS

X_{dur}=0.3 (0.7*3229) =678.09 kg/j

$a_m L_e$=0.65*2474.4=1608.36Kg/j

bX_a=0.05*12371=618.55Kg/j

X_{eff}=0.03*5265=158 Kg/j

Alors : ΔX=807.09 +678.09 +1608.36-618.55-158 =2317 Kg/j

Δ X =2317Kg/j

- **Concentration des boues en excès**

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

On prend : $I_m = 125\ ml/g$

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

- **Le débit de boues en excès**

Ce débit est donné par : $Q_{b.exc} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{2317}{9.6} = 241.35$ m^3/j **$Q_{excés}$= 241.35 m^3/j**

- **Le débit spécifique par m³de bassin**

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

Donc : $q_{sp} = \frac{2317}{9450} = 0.25$ Kg/m³/j ⇒ **q_{sp} =0,25 Kg / m³.**

- **Le taux de recyclage**

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

- R : taux de recyclage(%)

- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 2.5 **Kg/m³**

$R = \frac{100*2.5}{\frac{1200}{125} - 2.5} = 35.21$

R=35.21%

- **Le débit des boues recyclées**

Qr =R Qj

Donc : Qr = 0,3521*5265 = 1853.80 m³/j ⇒ Qr = 1853.80 m³/j

- **Age des boues**

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{12371}{2317} = 5.35$ jours

A_b= 5 jours20 heures

IV.5.3.2.2.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

- **Données de base**

✓ Le temps de séjour : **ts = (1,5÷2) heure** .On prend **ts = 1,5h.**

✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : **Qptp=658 m³/h**

N.B : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

➢ Pour l'horizon 2050

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

- Débit de la station

$Q_{ptp} = Q_{ptp(2050)} - Q_{ptp\ (2030)}$

Q_{ptp} = 842.5 –658 = **184.5 m³/h**

- Débit moyen journalier

$Q_{moy\ j}=Q_{moy\ j(2050)}- Q_{moy\ j(2030)}$

$Q_{moy\ j}=430 – 338=$**$92m^3/h$**

- La charge en MES à la sortie du dessableur-déshuileur est de :

MES_S = 2276kg/j

- ✓ La forme de l'aérateur estcarré
- ✓ La forme du clarificateur est circulaire.

Les caractéristiques techniques de l'aérateur et du décanteur secondaire pour l'horizon 2050 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.12.: *Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deuxhorizons*

Désignations	Unité	2030	2050
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$	m^3/j	5265	8470
Débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$	m^3/h	220	281
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	658	842.5
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	2474.4	1569
Concentration de l'effluent en DBO_5 : So	mg/l	470	185.25
La charge polluante à la sortie Lf	$KgDBO_5/j$	158	158
La charge polluante éliminée Le	$KgDBO_5/j$	2316.4	1411
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	93.6	89.9
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	1650	3138
nombre	-	3	1
Hauteur du bassin H	m	5	5
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	330	627.6
Coté du bassin L	m	26	25
La masse de boues dans le bassin Xa	Kg	12371	7845
Concentration de boues dans le bassin [Xa]	Kg / m^3	2.5	2.5
Temps de séjours Ts			
- **débit moyen horaire**	h	22.5	11.7
- **débit de pointe par temps sec**	h	14.65	7.3
- **débit de la station**	h	7.52	3.75

Besoin en oxygène Besoins journaliers en oxygène : qo_2 La quantité d'oxygène horaire $qo_2/24$ La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 Besoins en pointe horaire en oxygène qo_{2pte}	 **KgO_2/j** **KgO_2/h** **KgO_2/m^3j** **KgO_2/h**	 **2472.32** **103.1** **0.26** **134**	 **1569** **65.38** **0.5** **85**
Calcul de l'aérateur de surface à installer -Besoin réel de pointe en oxygène : -Calcule de puissance de l'aération nécessaire : -puissance de brassage : - nombre d'aérateurs dans le bassin :	 KgO2/h Kw kW -	 134 152.77 74.25 3	 **209.7** **47.07** **5**
Bilan de boues -Calcul de la quantité des boues en excès Δx -Concentration de boues en excès X_m -Le débit de boues en excès Qexcés -Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp} -Le taux de boues recyclées R -Le débit des boues recyclées Qr -Age des boues Ab	 Kg/j Kg/m^3 m^3/j $Kg/m^3.j$ % m^3/j j	 2317 9.6 241.35 0.25 35.21 1853.80 5.33	 **1983.1** **9.6** **206.57** **0.63** **35.21** **4**
Caractéristiques du clarificateur -forme -Nombre de bassins -Surface horizontale -Diamètre -Volume -Hauteur Temps de séjours Ts - débit de la station	 **-** **-** **m^2** **m** **m^3** **m** **h**	 **circulaire** **2** **67.6** **10** **202.8** **3** **1.2**	 **circulaire** **1** **88.6** **8** **221.4** **3** **2.41**

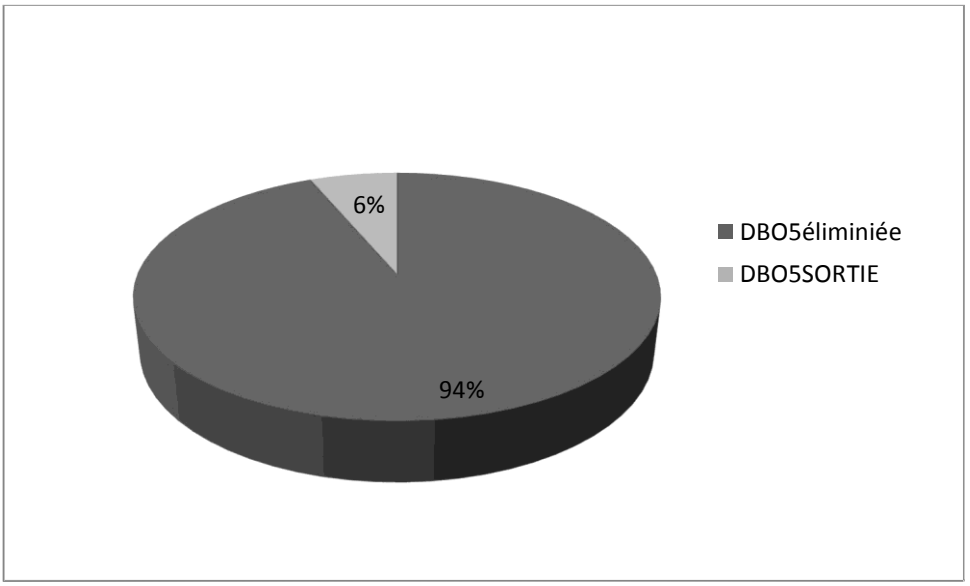


Figure IV.9. Taux d'abattement de DBO_5après traitement biologique 2030

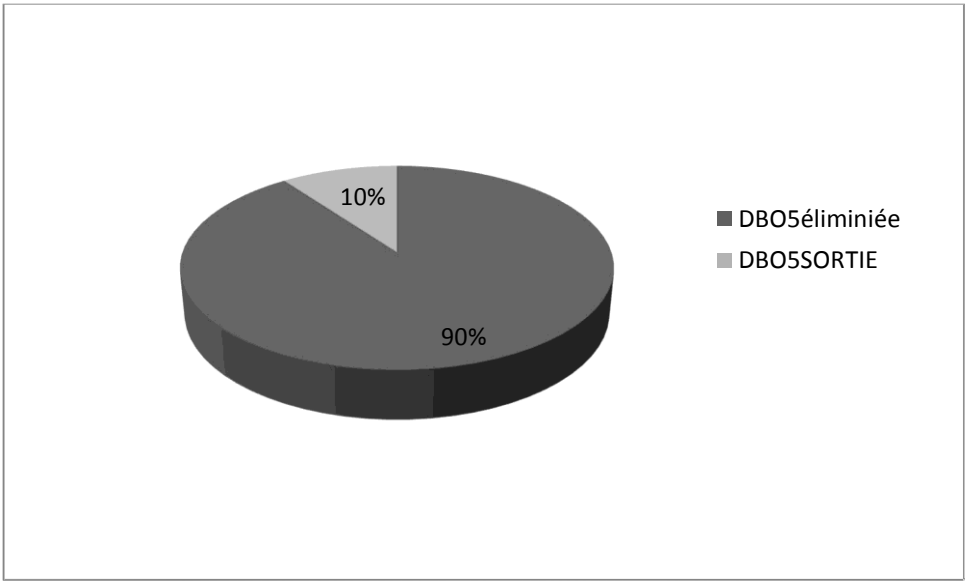


Figure IV.10. Taux d'abattement de DBO_5après traitement biologique 2050

IV.6.2.1. Traitement tertiaire (désinfection)

Les mêmes dimensions pour le bassin de désinfection et les résultats de dimensionnement sont représentés sur le Tableau **IV.10.**

IV.6.2.1.1. Traitement des boues

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur.

Apres épaississement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

IV.6.2.2. Dimensionnement

- **Epaississeur** Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

La production journalière des boues est de :

- **Boues issues du décanteur secondaire**

Boues secondaires ΔXs**= 1328.64 Kg/j** (Représente les boues en excès)

- **La concentration des boues**

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues secondaire : (10÷30) g/l

- **Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)**

$Q_t = Q_2 = \Delta Xs / S_2 = 1328.64/ 10 = 132.9$ **m^3/j**

On prendra **S2=10 g/l**

- **Le volume de l'épaississeur**

$V = Qt . Ts = 132.9* 2 = 265.8\ m^3$ **$V= 265.8\ m^3$**

Ts : temps de séjours = 2j

- **La surface horizontale**

Pour une profondeur de H = 3m. On calcule :

$Sh = V / H = 265.8 / 3=$ **$88.6\ m^2$**

- **Le diamètre**

Notre épaississeur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4.Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.88.6}{\pi}} = \mathbf{10.62m} \qquad \mathbf{D=11m}$$

- **Calcul du débit des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à100 g/l. on prend : C_{be}= 85g /l.

$Qd = \Delta Xt / 85 = 1328.64/85 =$ **$15.63\ m^3/j.$**

- **Lits de séchage**

Nous avons choisi les dimensions suivantes

b=8m; L=20m; H=0,4m

- **Le volume de boues épandues sur chaque lit**

V = b * L * H **V = 64m^3**

La quantité des boues à extraire quotidiennement :

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/1.on la prend = 85 g/l.

D'ou le volume journalier des boues à extraire est :V_1=**26.6 m^3/j.**

- **Nombre de lits nécessaires à chaque épandage**

N > v1/ v=26.6/64 =0.42 on prend n=1

- **Volume des boues épandues par lit et par an**

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

V_2=12 * v =12*64=**768m^3**

- **Volume des boues à sécher par an**

V_{ba}= v_1 * 365= 26.6*365=**9709 m^3**

- **Nombre de lits nécessaire**

N >v_{ba}/ v_2 = 9709/ 768 = **13 lits**

- **Surface nécessaire**

S = S_0 * N

Où : So c'est la surface du lit de séchage : S_0 = L * b = 20* 8 = **160m^2**

s=160 * 13= **2080 m².**

TableauIV.13. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2030).

Désignations	unité	2030
• **Boues issues du décanteur secondaire**	kg/j	**1328.64**
• **Le débit total de boues issues du décanteur secondaire**	m^3/j	**265.8**
• **Débit des boues épaissies**	m^3/j	**15.63**
• **Hauteur**	m	**3**
• **Surface horizontal**	m^2	**88.6**
• **Volume**	m^3	**268.8**
• **Diamètre**	m	**11**
• **Le volume de boues épandues sur chaque lit**	m^3	**64**
• **Le volume des boues à extraire / j**	m^3/j	**26.6**
• **Volume des boues épandues par lit et par an**	m^3	**768**
• **Volume des boues à sécher par an**	m^3	**9709**
• **Nombre de lits nécessaire**	-	**13**
• **Surface nécessaire**	**m^2**	**2080**

IV.9. Interprétations des résultats obtenus :

- La station d'épurationnécessite une main d'œuvre spécialisée pour cela on a opté pour des ouvrages a forme simples circulaires, Rectangulaires et carrés.
- Concernant le dégrilleur on a choisi une grille fine et l'autre grossière pour la protection des autres ouvrages et équipements de la step. Les degrilleurs choisit sont automatique car leurs rendement est efficace. Les dégrilleurs sont menu des vannes murales en amont permettent d'alimenter les canaux de dégrilleurs.
- La meilleur forme utilisée pour les dessableurs est la forme rectangulaire c'est notre cas. On a choisi dessableur-déshuileur aéré dont le déshuilage est couplé à un dessablage car c'est le mieux adapté pour notre cas, puisque on a des eaux usées urbaine d'origine domestique en grande partie

- Le choix du décanteur est circulaire par ce que ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire surtout dans la facilité de raclage.
- Concernant le traitement biologique et après qu'on effectue une comparaison entre les résultats obtenues pour les deux variantes à moyenne et faible charge on opte pour la première variante à cause du rendement épuratoire et une occupation de superficie moins par rapport à les dimensions de la deuxième variante.
- Le traitement tertiaire est concéderais comme l'éstitique de la qualité d'eau avant de son rejet au milieu naturel ou leur réutilisation dans les différentes domaines pour cela on garde les résultats obtenus pour la variante de moyenne charge.

IV.10. Conclusion

Les calculs de ce chapitre sont faits pour le choix du procédé d'épuration. Le choix est effectué selon deux études l'une c'est l'étude technico-économique et l'autre selon le rendement épuratoire et la meilleur façon d'application.

V.1.Introduction :

Ces calculs auront pour le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de BY-PASS, conduite de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

V.2.Déversoir d'orage :

Le contrôle du débit de la station d'épuration est en général assurée par le déversoir d'orage (fig. V.2.1) de préférence placé à l'aval du dégrilleur. Cependant, si l'on est amené à l'installer avant les prétraitements, il convient alors de vérifier que la mise en charge du dégrilleur n'entraîne pas celle du déversoir d'orage. Facilement accessible (faible profondeur), l'entretien du déversoir (curage) doit êtrerégulièrement effectué. Le calage de la lame est à réaliser impérativement en période de pluie (débit critique) ce qui suppose une lame réglable et un contrôle des débits à l'aval.

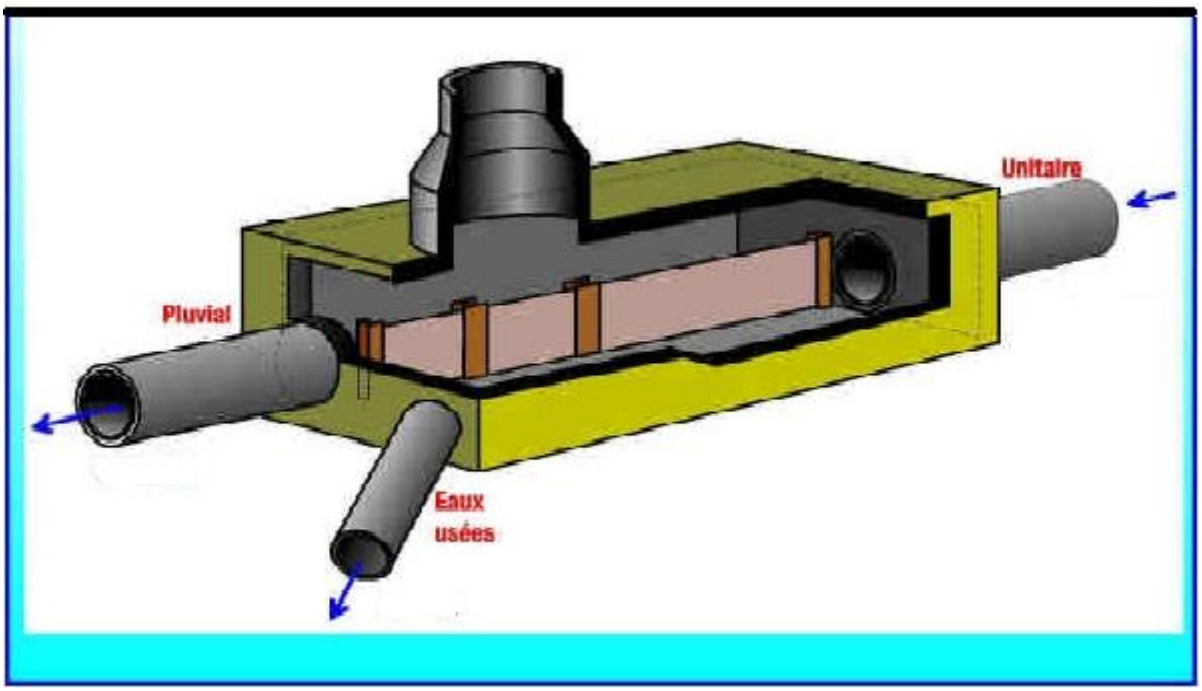


Figure V.1. : Exemple de déversoir d'orage

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dérivé vers la station que les débits de pointe à temps de pluie, se dernier égale a 3 fois de débit moyenne journalier.

- Le débit pluvial D.R.E MOSTAGANEM):Q_p = 4500 m^3/h = 1.25 m^3/s
- Le débit de pointe à temps de pluie : Q_{pp}= 842.5 m^3/h = 0.23 m^3/s.

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :
$Q_v = Q_{pte} + Q_{pl} = 0.23+1.25 = 1.48\ m^3/s$

V.2.1.A l'amont du déversoir :

On calcul le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2030 :

$Q_V = 1.48\ m^3/s$

I = 1.1%

- d'après l'abaque de Bazin (annexe 01)
  - **Diamètre à l'entrer du déversoir** D_e = 1500 mm
  - **Débit a pleine section** $Q_{ps} = 1.63\ m^3/s$
  - **Vitesse a pleine section** V_{ps} = 1 m/s
- d'après l'abaque de Bazin (annexe 02)
  - **Rapport des débits** $r_Q = Q_V/Qp_S = 1.48/1.63 = 0.791$
  - **Rapport de remplissage** $r_H = H_e/D_e = 0.75 \Rightarrow He = 0,75*1500 = 1125mm$
  - **Rapport des vitesses** $r_V = V/V_{ps} = 1,12 \Rightarrow V = 1.12*1 = 1.12$ m/s

V.2.2.A l'aval du déversoir :

$Qp = 0,23m^3/s$

I = 1.1 %

- D'après l'abaque de Bazin (01)
  - **Diamètre à la sortie du déversoir** D_s = 800 mm
  - **Débit a pleine section** $Q_{ps} = 0.28\ m^3/s$
  - **Vitesse a pleine section** V_{ps} = 0.7 m/s
- d'après l'autre abaque (02)

r_Q = 0.6 ; r_H = 0.56 ; r_V = 1.05

Le débit diverse par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte} = 1.48 - 0.23$

$Q_d = 1.25\ m^3/s$

- **Dimensionnement du déversoir d'orage**

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base de connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte du régime d'écoulement, des niveaux d'eau de l'émissaire, de la position de l'exutoire et de la topographie du terrain.

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage frontalcar notre terrain est caractérisé par une forte pente par rapport à la position de l'exutoire, ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

Le déversoir d'orage sera placé en amont de la station avant le degrilleur.

- ✓ La hauteur d'entrée He = 1125 mm
- ✓ La hauteur de sortie on a r_H= 0.56 d'ou Hs = 448 mm
- ✓ La lame d'eau déversée est donnée par :

$H_d = (He – Hs)$

H_d= (1125-448) = 677 mm

- **La largeur du seuil déversant**

$Q_{dev}=m*b*H_d(2g*H_d)^{0,5}$

Donc $b = Q_d / u*(2g)^{1/2} * H_d^{3/2}$

Avec :

- ✓ **m** : cœfficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces m = 0,37
- ✓ **g** : L'accélération de la pesanteur m^2/s.

$b = 1.25 / 0,37*(2 * 9,81)^{1/2} * 0,677^{3/2}$= 1.37 m

b= 1.37 m

V.3.Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose : une pente de 1,5%

$Qd = 1,25 m^3/s$

- ❖ D'après l'abaque de Bazin [01] (annexe I) on aura :

D_d = 1500 mm

Qp_s = 1,90 m3/s

V_{ps} = 1.50 m/s

Donc r_Q = 0,65 abaque de Bazin [02] (annexe II) on aura :

r_H = 0,58

r_V = 1,05

V.4.Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de Qpte = 0,23 m^3/s sous une pente de 1,5% et elle devrait intervenir lors d'un mal fonctionnement de la station, et l'eau est dirigée vers la station de relevage vers le milieu récepteur. Comme on doit avoir une grille de même dimension que le dégrilleur

Qpte = 0,23 m^3/s

I = 1,5%

- D'après l'abaque de Bazin [01] (annexe I) :

  D_s = 800 mm

  Q_{ps} = 0,35 m^3/s

  V_{ps} = 0.7 m/s

- D'après l'autre abaque [02] (annexe II) :

  r_Q = 0,65

  r_H = 0,58

  r_V = 1,05

V.5.Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

V.5.1.Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

Tableau V.1 : Côtes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station

Dégrilleur	**136.79**
Dessableur-deshuilleur	**136.49**
Décanteur primaire	**136.02**
Bassin d'aération	**135.72**
Décanteur secondaire	**135.05**
Bassin de désinfection	**134.50**

V.5.2.Calcul des diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :

Pour cela on doit connaître les paramètres suivants :

- Les longueurs des conduites (qui peuvent être déduites du schéma d'implantation donc peuvent être calculées).
- Les diamètres des conduites.
- Le débit qui est connu.
- La nature du matériau : on utilisera le béton.

V.5.2.1.Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$Leq = 1,25 .L_{réelle}$

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'on leur impose une pente pour permettre un bon écoulement de l'eau et assurer l'autocurage avec une vitesse minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

Tableau V.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station

Ouvrages	L réelle (m)	Leq = 1,15 .$L_{réelle}$ (m)
Dégrilleur -Déssableur-deshuilleur	12	**15**
Déssableur-deshuilleur- Décanteur I	12	**15**
Décanteur I - Bassin d'aération	22	**27.5**
Bassin d'aération - Décanteur II	22	**27.5**
Décanteur II - Bassin de désinfection	**25**	**31.25**

V.5.2.2.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :

- **Horizon 2030**
  - **Conduite dégrilleur- déssableur :**

Qpte = 0,183 m^3/s I= 2% et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**

Leq = 15 m

  - **Conduite déssableur- décanteur primaire :**

Qpte = 0,183 m^3/s I=3% ; d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**

Leq = 6,9 m

  - **Conduite décanteurI – bassin d'aération :**

Qpte=0,183/2=0.092m^3/s; I=2%

d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 400 mm**

Leq = 27.5 m

Remarque : on a pris le débit égal à ½ du débit de pointe de pluie car on a deux bassind'aération.

  - **Conduite bassin d'aération – décanteur II :**

Qpte = 0,092 m^3/s I=3% ; $D = 1.5*(Q)^{0.5}$ D= 454 mm **D = 500 mm**

Leq = 27.25 m $\lambda = 0,021$

$$\Delta H = 8.0,0236\frac{27.5.0,092}{3,14^2.9.81.0,4^5}^2 = 0,044m$$

  - **Conduite décanteur II – bassin de désinfection :**

Qpte = 0,183 m^3/s I= 2.2% et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**

Leq = 31.25 m

V .5.2.3. Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1^2/2g$ et $V_2^2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_1 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).

H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

Posons: $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$ donc :

$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$ cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$ cote piézométrique au point (2).

$Cp_x = Cp_2 + H_{1-2}$

- **Cote piézometrique du dégrilleur :**

On prend **Z_d= cote terrain du radier = 136.79 m**

et la hauteur d'eau dans le dégrilleur est de $H_d = 1.15$ m

D'où $Cp_d = Z_d + H_d = 136.79 + 1.15$ **Cp_d= 137.94 m**

- **Cote piézometrique du déssableur-déshuileur :**

La hauteur d'eau dans le dessableur-déshuileur est de $H_{d-d} = 2$ m

$H_d + Z_d = H_{d-d} + Z_{d-d} + \Delta H$

$Z_{d-d} = H_d + Z_d - H_{d-d} - \Delta H$

$Z_{d-d} = 1.15 + 136.79 - 2 - 0{,}013$ **Z_{d-d} = 135.93 m**

$Cp_{d-d} = Z_{d-d} + H_{d-d} = 135.93 + 2$ **Cp_{d-d} = 137.93m**

- **Cote piézometrique du décanteur primaire :**

La hauteur d'eau dans le décanteur primaire est de $H_{dI} = 2$ m

$H_{d-d} + Z_{d-d} = H_{dI} + Z_{dI} + \Delta H_{d-d-dI}$

$Z_{dI} = H_{d-d} + Z_{d-d} - H_{dI} - \Delta H$

$Z_{dI} = 2 + 135.93 - 2 - 0{,}013$ **Z_{dI}= 135.92 m**

Cp dI $= Z_{dI} + H_{dI} = 135.92 + 2$ **Cp_{dI} = 137.92m**

- **Cote piézometrique du bassin d'aération :**

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BA} = 4$ m

$H_{dI} + Z_{dI} = H_{BA} + Z_{BA} + H_{dI-BA}$

$Z_{BA} = H_{dI} + Z_{dI} - H_{BA} - \Delta H$

$Z_{BA} = 2 + 135.92 - 4 - 0{,}044$ **Z_{BA} = 133.88 m**

$Cp_{BA} = Z_{BA} + H_{BA} = 133.88 + 4$ **Cp_{BA} = 137.88 m**

- **Cote piézometrique du décanteur secondaire :**

La hauteur d'eau dans le décanteur secondaire est de **H_{dII} = 3 m**

$H_{BA}+ Z_{BA} = H_{dII}+ Z_{dII}+ H_{BA-dII}$

$Z_{dII}= H_{BA}+ Z_{BA} – H_{dII} - \Delta H$

$Z_{dII}= 4 + 133.88 – 3 – 0,044$**$Z_{dII}$= 134.84 m**

Cp dII = $Z_{dII}+ H_{dII}$= 134.84 + 3**Cp d_{II} = 137,84m**

- **Cote piézométrique du bassin de désinfection :**

La hauteur d'eau dans le bassin de désinfection est de H_{Bd} = 3 m

$H_{dII}+ Z_{dII} = H_{Bd}+ Z_{Bd}+ H_{dII-Bd}$

$Z_{Bd}= H_{dII}+ Z_{dII} – H_{Bd} - \Delta H$

$Z_{Bd}= 3 + 134.84 – 3 – 0,026$**$Z_{Bd}$= 134.82 m**

Cp Bd = $Z_{Bd}+ H_{Bd}$= 134.82 + 3 **Cp Bd = 137.82m**

Remarque : généralement dans les stations d'épuration on utilise de petites stations de relevage entre le bassin d'aération et décanteur secondaire en utilisant de petites pompes destinées à relever l'eau ou une vis d'Archimède car on a une faible dénivelée.

Tableau V.3 : Récapitulatif des résultats

Désignations	Cote (m) terrain	Cote radier (m)	Plan d'eau (m)	ΔH (m)
-dégrilleur	**136.79**	**136.79**	**1.15**	
-déssableur-déshuileur	**136.49**	**135.93**	**2,00**	**0.013**
Décanteur primaire	**136.02**	**135.92**	**2**	**0.013**
-bassin d'aération	**135.72**	**133.88**	**4**	**0,044**
-décanteur secondaire	**135.05**	**134.84**	**3**	**0,044**
-bassin de désinfection	**134.50**	**134.82**	**3**	**0,026**

V.6. Conclusion :

La projection des ouvrages d'une station d'épurations'effectue selon les cotes du terrain naturelles et on calcule les cotes de radier de chacun des ouvrages ainsi que les diamètres reliant entres les différents ouvrages. Donc les résultats obtenus dans ce chapitre sertà la projection des différents ouvrages de notre station d'épuration de la ville de SIDI LAKHDAR

VI.1.Introduction :

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

Pour qu'on puisse avoir cette décision on doit faire des calculs économiques des deux variantes précédemment étudiées qui sont la moyenne et la faible charge.

Le procédé doit être sélectionné après évaluation économique et comparaison entre le coût des variantes sur lesquelles se fait l'étude. De ce fait on pourra dire que cette variante est technico-économiquement optimale.

Le coût estimatif du projet est rétabli sur la base du coût du mètre cube (m^3) d'eau épurée par la station.

Ce coût est composé de :

- **Le coût d'investissement :**
  - Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
  - Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie…).

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd} \quad \text{.....(VI.1)}$$

- **Le coût de fonctionnement :**
  - Coût d'exploitation courante.
  - Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
  - Frais financiers et de la main d'œuvre.

VI.2.Coût de la variante à moyenne charge :

VI.2.1.Coût d'investissement :

VI.2.1.1.Coût de terrassement :

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 40 cm

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 170 DA.

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0{,}4 \cdot S_{hi} \quad \text{.....(VI.2)}$$

S_{hi} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 170 \cdot V \quad \text{.....(VI.3)}$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	Volume (m^3)	Coût (DA)
-Déssableur-déshuilleur	1	12	2040
-Décanteur primaire	1	131.6	22372
-Bassin d'aération	2	134.4	22848
-Décanteur secondaire	2	105.3	17898
-Bassin de désinfection	1	44	7480
-Epaississeur	1	65.8	11186
-Stabilisateur	1	19.1	3247
-Lit de séchage	7	448	76160

Donc le coût total du terrassement est **C_t = 163231DA**

VI.2.1.2.Coût de Béton armé :

Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement Pu = 20000 DA

Le coût du béton sera donc : $C_b = P_u * V_{tb}$.....(VI.4)

Epaisseur des murs des ouvrages e_m = 0,15 à 0,4 m on prend e_m = 0,25 m

Epaisseur du radier des ouvrages est prise e_r = 0,3 à 0,4 m on prend e_r =0,35 m

Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer.

Le kilogramme de fer coûte actuellement 100 DA

On prendra la valeur 80 Kg de fer / m^3 de béton

Le coût de béton ferraillé est de :

$Ct = C_b + C_f$.....(VI.5)

Cb = 20000 DA

Cf = 100 . 80 = 8000 DA

Ct = 28000 DA

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes:

* V_{br} : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage $V_{br} = e_r . Sh$

* V_{bm} : Volume du béton des murs de chaque ouvrage $V_{bm} = e_m . P. H$

P : périmètre de l'ouvrage

H : hauteur de l'ouvrage

Tableau VI.2 :Le coût du béton armé de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	Volumes		Vtb	Cout Cbf
		Vbr	Vbm		(DA)
Dessableur-déshuilleur	1	10.5	17	27.5	770000
-Décanteur primaire	1	115.15	31.4	146.55	4103400
-Bassin d'aération	2	117.6	30	147.6	4132800
-Décanteur secondaire	2	92.10	40.82	132.94	37223200
-Bassin de désinfection	1	38.5	33.75	72.5	2023000
-Epaississeur	1	57.8	35.32	93.12	2607360
-Stabilisateur	1	16.7	15	31.7	887600
-Lit de séchage	7	392	16	408	11424000

Donc le coût total du béton armé est **Ct_{ba} = 63200360 DA.**

VI.2.1.3.Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment :

$C_{gc} = Ct + Ct_{ba}$ = **163230**+ **63200360** = **633663590DA**.....(VI.6)

VI.2.1.4.Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$C_{VRD} = 0,25 . C_{gc} = 0,25 .$ **633663590** = **15840897 DA** .....(VI.7)

VI.2.1.5.Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :

Il estimé à 40% du ($C_{gc} + C_{VRD}$) .....(VI.8)

$C_{éq} = 0,4$ (**633663590** + **15840897**) = **259801794 DA**

VI.2.1.6.Coût total des investissements de la station :

$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{éq}$ = **633663590** + **15840897** + **259801794** = **909306281 DA**

VI.2.2.Coût de fonctionnement :

VI.2.2.1.Le coût de main d'œuvre :

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$C_{m\,o} = 0,05 . C_{ti}$ = 0,05 . **909306281** = **45465314 DA** .....(VI.9)

VI.2.2.2.Le coût de l'énergie (consommation électrique) :

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

Ce' = Pu . Ec .....(VI.10)

Pu : prix unitaire du Kwh, Pu = 4,18 DA

Ec : énergie totale consommée (Kwh), Ec est estimé à 1,5 Kwh/m^3

Ce = Q . Ce' = Q . Pu . Ec .....(VI.11)

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2030 qui est égale à 5265 m^3/j

Ce = 5265 .365. 4,18 . 1,5 = **9237732 DA/an**

VI.2.2.3.Le coût des réactifs chimiques :

Le prix de m^3 d'eau de javel est de 2958,23 DA/m^3

Le prix de m^3 de chlore est de 12412,27 DA/m^3

Calculons le prix annuel du chlore :

La masse annuelle : MA = 52.65. 365 = 19217.25 Kg/an = 19.22 T/an

Le coût annuel est de : Caj = MA . Pu = 19.22 . 12412,27 = **453110 DA/an**.....(VI.12)

Calculons le prix annuel de l'hypochlorite « Naclo »

Cah = Va . Pu = 310 . 2958,23 = **914571**DA/an.....(VI.13)

VI.2.2.4.Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

Crm = 0,05 * **909306281** = **45465314 DA** .....(VI.14)

VI.2.2.5.Le coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

Cff = 0,05 . **909306281** = **45465314 DA**.....(VI.15)

VI.2.2.6.Le coût de fonctionnement total :

$C_{ft} = C_{mo} + C_e + C_{ah} + C_{rm} + C_{ff}$ = **45465314** + **9237732** + **914571** +2***45465314**

C_{ft} = 146548245 DA

VI.2.3.Calcul du prix du m^3 d'eau traitée :

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2030est de :

Va = 365 . 5265 = **1921725 m^3/an**

Le coût d'amortissement annuel

Caa = Cti /t .....(VI.16) avec t: durée d'amortissement t = 25 ans

Caa = **909306281** /25 = **36372251 DA**

VI.2.4.Le coût total de la station :

Ct st = Caa + Cft = **3637225**+**14654824** .....(VI.17)

Ct st = 18292049 DA

VI.2.5.Le coût de m^3 d'eau épurée:

Ce = Ct st / Va = **18292049** / **1921725** .....(VI.18) **Ce = 9.52DA**

VI.3.Coût de la variante à faible charge :

Tableau VI.3 : Résultats de la variante à faible charge

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	245463
Coût total du béton armé	DA	52176600
Coût total du génie civil	DA	52432063
Coût des VRD	DA	13108016
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	26216032
Coût total des investissements de la station	DA	91756111
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA	4587806
Le coût de l'énergie	DA/an	9237732
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	1034571
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	4587806
Le coût des frais financiers	DA	4587806
Le coût de fonctionnement total	DA	24035721
Le calcul d'amortissement	DA	3670244
Le coût total de la station	DA	27705965
Le coût de m^3 d'eau épurée	DA	14

VI.4.Conclusion :

D'après l'étude économique, on remarque que le coût de la station ainsi que le mètre cube d'eau dans la variante faible charge revient nettement cher que la moyenne charge.

Le procédé à moyenne charge peut nous assurer un gain en matière d'énergie, d'électricité et d'équipement d'aération ainsi que la superficie contrairement à celui de l'aération prolongée d'où se système est caractérisé par l'occupation de grandes surfaces de sol par les ouvrages les constituant et d'importantes consommations d'énergie et d'électricité.

Par conséquence on préconisera un système à moyenne charge.

VII.1. Introduction :

Le suivi des stations d'épuration qu'il soit effectué par l'exploitant (autocontrôle), ou par des organismes extérieurs de validation impose des installations et des équipements adaptés aux techniques de mesures.

Ils comprennent des dispositifs de mesures de débit et de prélèvement d'échantillons représentatifs pour les analyses de laboratoire.

Ce suivi s'applique à la file eau, la file boues, mais aussi aux réactifs utilisés dans le processus de traitement.

VII.2. Le prélèvement d'échantillons

Placés en entrée et en sortie des stations d'épuration, les préleveurs automatiques d'échantillons doivent respecter les critères d'implantation suivants :

- le prélèvement doit être réalisé à un endroit où l'effluent est homogène et représentatif ;
- le préleveur doit être positionné le plus proche possible du point de prélèvement ;
- la hauteur d'aspiration doit être la plus faible possible, mais toujours positive (préleveur placé au-dessus de l'écoulement) ;
- le tuyau de prélèvement doit présenter une pente toujours ascendante sans point bas au siphon ;
- l'emploi d'une crépine est à proscrire. Le diamètre du tuyau sera compris entre 8 et 15 mm (vitesse comprise entre 0,5 et 0,8 m/s) ;
- le préleveur doit être protégé des intempéries et à l'abri du soleil ;
- le stockage des échantillons sera réfrigéré et thermostaté. La température de l'enceinte sera comprise entre 2 et 5°C ;
- les préleveurs seront asservis au débit ;
- le volume prélevé sera toujours supérieur à 50 ml et le nombre journalier de prélèvement sera au moins égal à 10.

VII.3. Modalités de mise en oeuvre

Toutes les installations des équipements de mesure doivent être conçues et réalisées de manière à minimiser les incertitudes de mesurage. Pour cela, on devra respecter les différentes normes d'installation et les préconisations techniques associées aux différentes méthodes et matériels.

- Evaluation du débit

  - **Règle générale d'installation des chenaux de mesure**

Quelque soit le dispositif jaugeur (déversoir mince, venturi, …) et l'équipement de mesurage, ceux-ci doivent être installés dans des chenaux répondant aux critères suivants :

· section rectangulaire,

· radier horizontal (contre pente de 1 % acceptée),

· bonne planéité du fond et des parois (+ 2 mm),

· longueur du chenal avant, le dispositif ³ à 5 fois sa largeur,

· les parois et le radier doivent être lisses.

❖ Le seuil jaugeur

Parmi les dispositifs existants, on privilégiera :

· les canaux jaugeurs du type « Venturi » à l'entrée de la STEP, et éventuellement à la sortie.

Ils seront prioritairement préfabriqués **(figure)** et fournis avec la courbe d'étalonnage. Ils seront installés en respectant les préconisations du constructeur :

- plage de mesure encadrant les débits minimum et maximum prévus,
- radier horizontal,
- chute du radier après le dispositif de manière à éviter la mise en charge du seuil par l'aval.

Figure VII.1. Canal de mesure type Venturi

- Mesure de pH et de la température

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimale du bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO_5)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Recherche des substances toxiques
- Mesure concernant les boues :

Pou obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- ❖ Le taux de recirculation des boues
- ❖ Le taux d'aération
- ❖ Le taux des boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif.

VII.4. Contrôle de fonctionnement:

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs….etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller a leur fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages ou ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

VII.5. Entretien et sécurité des ouvrages :

VII.5.1. Le dégrilleur :

❖ Il faut prévoir une capacité de stockage de 48 heures minimum à l'abri des rats, mouettes, insectes (ponte).

❖ Le stockage des déchets à caractère organique (tendance à la fermentation), peut impliquer des dégagements d'odeurs et nécessiter des précautions particulières : bennes hermétiques, locaux sous dépression, ...

❖ L'accès à l'évacuation doit être aisé.

❖ Les refus de dégrillage, assimilés aux ordures ménagères suivent généralement les mêmes filières de collecte et de traitement que celles-ci.

❖ Le compactage et l'ensachage des déchets est pertinent pour les stations de plus de 2.000 Equivalents-habitants.

➢ **Quelques consignes de sécurité**

· La prévention des accidents liés aux pièces en mouvement impose l'installation de dispositifs de protection (grilles facilement démontables, portillon avec coupure de l'alimentation électrique…)

· Toute intervention sur l'équipement implique préalablement sa mise hors tension. L'installation d'un bouton d'arrêt d'urgence (type coup de poing par exemple – **figure**) à l'amont de la grille, s'avère indispensable. Il serait particulièrement utile que chaque bouton d'arrêt d'urgence puisse disposer d'un double dispositif de réarmement : réarmement à l'aide d'une clé pour éviter tout démarrage inopiné pendant l'intervention sur le dégrilleur, et réarmement manuel après arrêt simple ne présentant pas de risque pour le personnel. De plus, après un appui sur l'arrêt d'urgence, il y a obligation de réarmement à partir de l'armoire électrique.

Figure VII.2. : Bouton d'arrêt d'urgence

VII.5.2. Dessableur-déshuileur :

- Les dégraisseurs statiques présentent un intérêt limité : on parlera plutôt de bac récupérateur de flottants.
- Dans tous les cas, il est indispensable de pouvoir isoler le dégraisseur sans entraîner l'arrêt de la station d'épuration. A ce titre, l'ensemble des prétraitements doit être by passable.
- Nécessité d'un point d'eau sous forte pression à proximité des ouvrages.
- Les fosses à graisses et a sable seront couvertes.
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement.
- Faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

VII.5.3. Bassin d'aération :

- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.
- La circulation sur les passerelles d'accès aux aérateurs ne doit pas être entravée par des obstacles divers (conduites, ...). La passerelle sera suffisamment large pour que l'on puisse passer facilement autour des motoréducteurs. Le revêtement de sol sera rugueux et la passerelle équipée de plinthes et de rambardes en tout point.
- Des boutons d'arrêt d'urgence sont à installer à proximité de tous les aérateurs de surface **(figure VII. 3.)**.
- Les ouvrages situés au ras du sol sont à entourer de garde-corps.
- L'accès aux bassins situés au-dessus du sol sera de préférence assuré par un escalier avec une rambarde de protection (préférable à une échelle avec crinoline).

Figure VII.3. : Bouton d'arrêt d'urgence

VII.5.4. Clarification :

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompages des écumes.
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

VII.5.5. Désinfection des eaux épurées :

- Maintenir le poste en état de propreté.
- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration.
- Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.

VII.5.6. Lits de séchage :

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

VII.5.7. Epaississeur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.
- Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaississeurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VII.6. Conclusion :

Sans entrer dans les détails spécifiques à chaque station d'épuration, il est utile de rappeler que la maintenance préventive demeure un point clé du bon fonctionnement des installations et qu'elle va de pair avec une diminution du coût d'exploitation. Bien conduite, la maintenance préventive assure une plus grande longévité des matériels en place et permet une gestion rationnelle du travail de l'exploitant.

CONCLUSION GENERLE :

Le présent travail de recherche a abordé la problématique de traitement des eaux usées dans notre zone, qui comporte d'importantes une activité agricole importante dont les besoins en eau sont de plus en plus importants, face à une dégradation de cette ressource liée à la pollution de l'environnement.

Nous nous sommes attachés dans ce mémoire à apporter les connaissances nécessaires sur la représentation du site et le traitement biologique des effluents domestiques en décrivant les différents types de polluants existants, le principe des procédés de traitement et leur caractéristiques de fonctionnement, le dimensionnement de la station de SIDI LAKHDAR, l'aspect économique ainsi que la gestion et l'entretient de la STEP.

L'étude a permis en premier lieu de choisir le type de traitement à boues activées qui est le mieux adapté pour une eau domestique. Ce traitement est donc très utile pour réduire la quantité de la matière en suspension et la DBO_5 nécessaire pour quel soient rejeter ou réutiliser dans l'irrigation sans aucun risque sanitaire.

Dans la partie des calculs on a fait une comparaison entre deux procédés d'épuration l'une c'est à faible charge et l'autre à moyenne charge, nous avons opté pour la deuxième variante.

Le choix de la variante à moyenne charge est fixé selon les résultats qui présentent des rendements épuratoires satisfaisants pour l'élimination des charges polluantes en accord avec les normes de rejet des effluents de boues activées.

Ce choix de variantes est arrêté en tenant compte de deux horizons de calcul, 2030 et 2050 donc nous espérons que notre étude à englober tous les points indispensables pour le dimensionnement de la future station d'épuration de SIDI LAKHDAR (W.MOSTAGANEM).

Notre zone d'étude c'est une zone agricole pour cela on a opté pour la désinfection à fin de réutiliser les eaux de la STEP dans ce domaine là. Dans cette partie nous avons fixé la concentration de l'effluant qui permettait la réutilisation en irrigation sans aucune restriction.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et même sa durée de vie sont étroitement liées à l'entretient et à la gestion de celle-ci, raison pour laquelle beaucoup de stations sont aujourd'hui inexploitées à cause de ce problème.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[21] ABDELKADER GAÏD Épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2, office de publication universitaire, Alger,**1984**p 260.

[1] ALTMEYER N et al Risquesmicrobiologiques et travail dans les stations d'épuration des eaux usées. Document pour lemédecin du travail, n°44,**(1990) ,**P 374-377

[2] ASANO T. Wastewaterreclamation and reuse. Water quality management library, **(1998).**P 1475

[3] BAUMONT S, et alRéutilisation des eaux usées épurées : risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France. Institut d'aménagement et d'urbanisme de la région Ile-de-France (**2005).**

[4] BELAID N. Evaluation des impacts de l'irrigation par les eaux usées traitées sur les plantes et les sols du périmètre irrigué d'El Hajeb-Sfax: salinisation, accumulation et phytoabsorption des éléments métalliques. Thèse Doctorat de l'Université de Sfax,**(2010). P** 1-39.

[5] FABY J.A et BRISSAUD F. L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation. Office International de l'Eau,**(1997),**P76

[6] BONTOUX Introduction à l'étude des eaux douces : eaux naturelles, eaux usées, eaux de boisson. Edition Technique et Documentation Lavoisier,**(1993)** P 166.

[7] CARDOT C. Les traitements de l'eau – Procédés physico-chimiqueset biologiques. Ellipses, Paris **(1999)** p 247.

[8] CHOCAT. B. Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et assainissement. Edition Techniques et documentations, Paris,**(1997)** p1124.

[25] COMMISSION EUROPEENNE procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités,office des publications officielles des communautés européennes, Luxembourg,**2001.**

[9] DEGREMONT. Mémento technique de l'eau. Tome l, 2ème éditionCinquantenaire, Paris,**(2005**)P 109-599.

[17] Dia Prosium, Épuration des eaux résiduaires Edition EYROLLES 1975, 439 p.

[10] EFFEBI K R. Lagunage anaérobie : modélisation combinant la décantation primaire et la dégradation anaérobie. Thèse Doctorat. Université de Liège Campus d'ARLON,**(2009)** P 7-9.

[23] ETIENNE PAUL : Dimensionnement d'une station d'épuration capacité nominale 130000 EH BEZIERS.PFE, INSA. TOULOUSE.FRANCE

[11] FRANCK.R. Analyse des eaux, Aspects réglementaires et techniques. Edition Scérén CRDP AQUITAINE. Bordeaux, pp165-239.

[22] HADJ RABAH Mansour Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia**.** PFE, **(**ENP) promotion 2004/2005

[12] HAMODA M.F. **(2004)-**Water strategies and potential of water reuse in the south Mediterranean countries. Desalination 165.**(2002)** p 31-41

[18] JAQUES BERNARD, COLETTE CAERELS, GENEVIERE DIEBLOT,Le Mémento technique de l'eau. Tome 2. Degrément 1989, p 1459.

[13] MADIGAN Michael et **MARTINKO John.** Biologie des microorganismes. 11ème édition, Pearson/éducation, Paris,**(2007)** p 918-932.

[14] PRESCOTT et al Microbiologie. 2ème Edition de Boeck,Paris,**(2007)-**p 837-855.

[24] Office international de l'eau.-conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées. RP F7.doc\05/04/2005

[15] OUALI M. S. Cours de procèdes unitaires biologiques et traitement des eaux. Office des Publications Universitaires, Alger,**(2001)-** p12-31.

[16] VILAGINES R. Eau, environnement et santé publique. Introduction à l'hydrologie. 2è édition, Editions Tec&Doc,**(2003)-** p198.

[19]http://www.oieau.fr/Re FEA/module 2d.htm/.

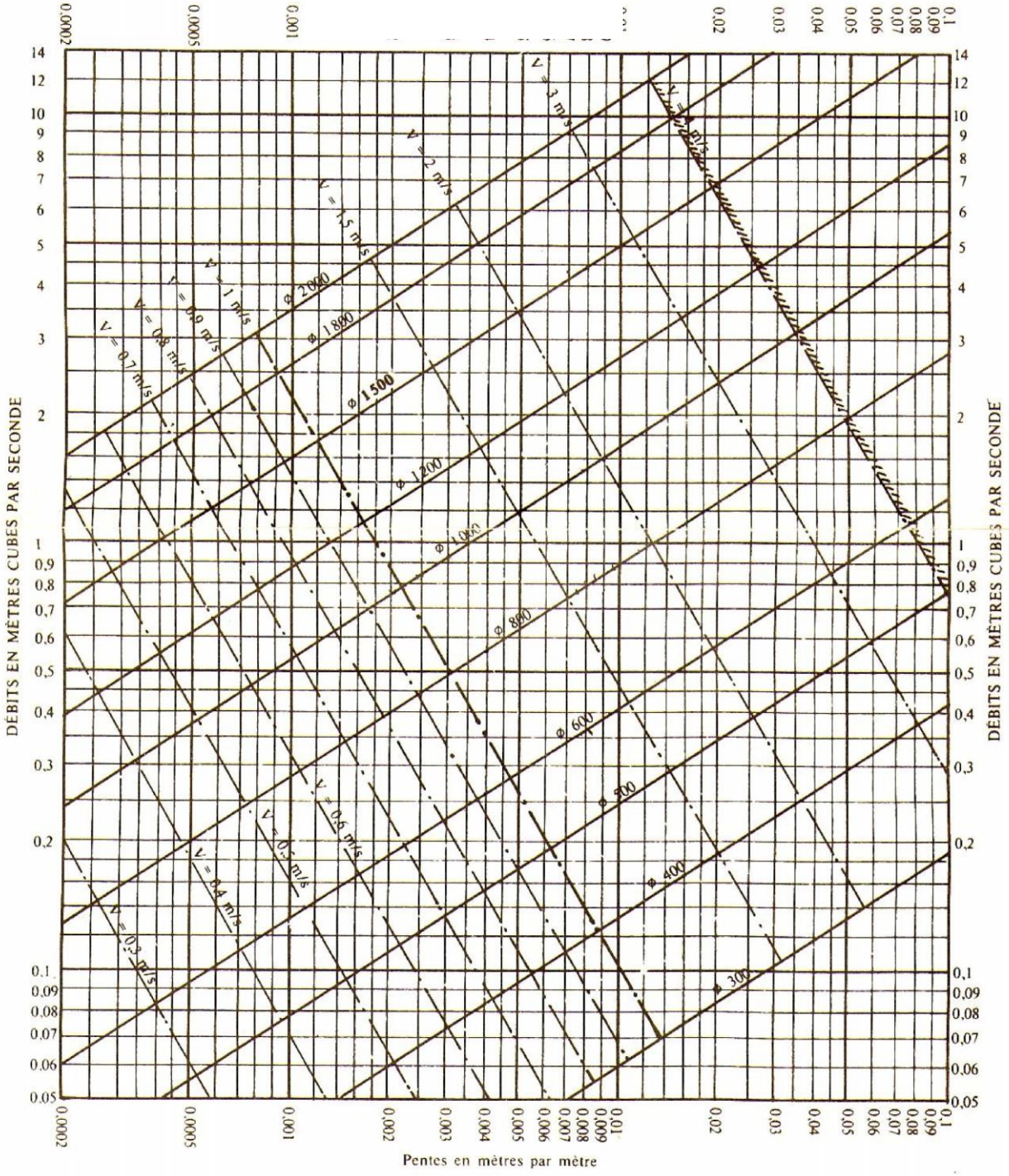
[20]Arrêtédu 8 janvier 1998 relatif aux épandages de boues sur les sols agricoles

D.R.E DIRECTION DES RESSOURCES EN EAU

ANNEXE I

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(le Bazin)

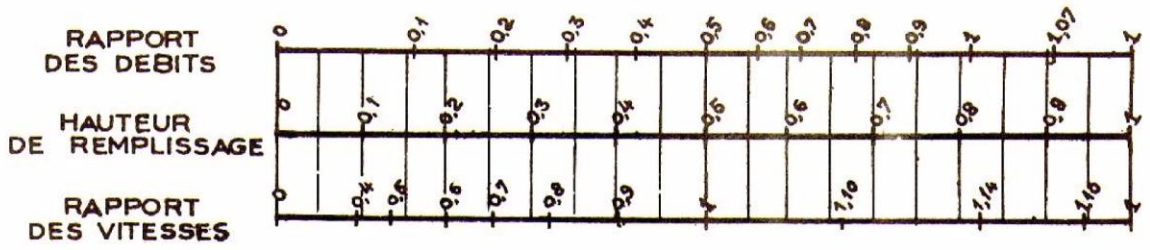


ANNEXE II

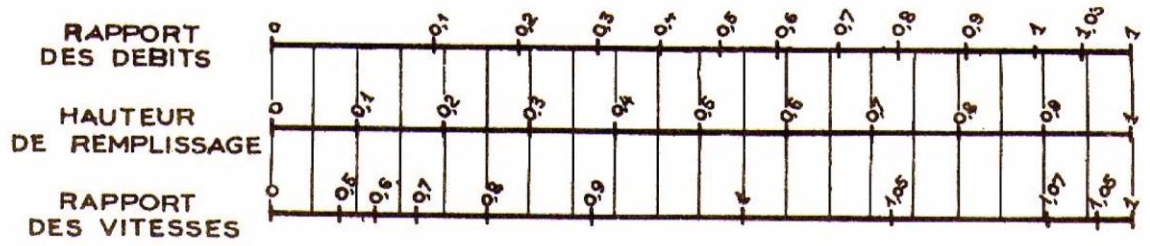
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME:

CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION PAR BOUES ACTIVEES DE LA VILLE DE SID LAKHDAR (W.MOSTAGANEM)

Présenté par :

Mr : KOUDACHE Said

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mme B.TOUAIBIA	Professeur	Président
Mme F.AMMOUR	MA.A	Examinatrice
Mr A.BOUFEKANE	MA.A	Examinateur
Mr M.DJELLAB	MC.B	Examinateur
Mr A.AMMARI	MC.B	Examinateur
Mme L .TAFAT	MA.A	Promotrice

Session Juin - 2013