



DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Assainissement

THEME :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE LA
VILLE DE KADIRIA (W.BOUIRA)**

Présenté par :

M^r : BOURAS Mohamed

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r : AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M ^{me} : BELABES Salima	M.A.A	Examinatrice
M ^r : MERABTI Abdelaziz	Doctorant	Examineur
M ^r : BOUFEKANE Abdelmadjid	M A.A	Examineur
M ^{me} : TAFAT Leila	M A.A	Promotrice

Septembre 2015

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à:

🌸 *Mes parents qui m'ont toujours soutenu et encouragé dans toute ma carrière scolaire. Que dieu leurs accorde une longue vie pour qu'ils puissent trouver en moi la reconnaissance et la gratitude.*

🌸 *Mon unique frère Ahmed.*

🌸 *Toutes mes sœurs, leurs enfants et maris.*

🌸 *Tous mes amis de l'ENSH en particulier : l'hachimi, dda Salem, dda Abdesslam, Idris, achrik Ali Heddour, Ali Hadj Said.*

Remerciements

Je tiens à remercier mes chers parents pour tous ce que m'ont donnés d'aide, de tendresse, et d'encouragement.

Je remercie aussi toute ma famille, ainsi que mes amis de l'ENSH.

Je remercie profondément ma promotrice Mme TAFAT.L pour ses judicieux conseils, sa tolérance et sa disponibilité tout au long de mon travail.

Toute ma gratitude à Mr MAMERI Idir (DRE.BOUIRA) pour son accueil et sa disponibilité lors de ma recherche des données.

Je tiens à remercier aussi :

Les membres de jury d'avoir évalué mon travail ;

Tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.

ملخص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة قادية بولاية البويرة. و هذا يهدف إلى تحسين الأوضاع الإيكولوجية و المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية. مذكرتنا هذه تتضمن دراسة مفصلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة واستيعاب ضئيل على مرحلتين المرحلة الأولى معالجة المياه المستعملة في أفق 2025 ذات قدرة معالجة 18423 نسمة. المرحلة الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة استيعاب المياه المستعملة إلى 22483 نسمة في أفق 2040.

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville de KADIRIA (W. BOUIRA) dans le but d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux usées, préserver le milieu naturel et protéger la santé publique.

Dans ce mémoire nous dimensionnons la station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge et à faible charge, cette station se réalise en deux phases : la première phase permettra de traiter la pollution de 18423 équivalent habitant à l'horizon 2025. La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 22483 équivalent habitant à l'horizon 2040.

Abstract

Our present work consists in carrying out a purification plant for the town of KADIRIA (W. BOUIRA) with an aim of preserving the natural environment and protecting the public health also in order to improve the ecologic conditions of the province. In this study, we will design the treatment plant wastewater by activated sludge to average charge weak charge, this station is made in two phases: the first phase will permit to treat pollution due to the population of 18423 habitants in 2025 horizons. The second phase consists of extension workshops for this latter correspond to an increase of the initial capacity of the station with 22483 equivalent habitants in 2040 horizons.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et procédés d'épuration

I.1 Introduction.....	2
I. 2 caractéristiques des eaux usées	2
I.2.1 origine des eaux usées.....	2
I.2.1.1 Eaux usées domestiques.....	2
I. 2.1.2 Les eaux industrielles	2
I. 2.1.3Eaux de ruissellement	3
I. 2.1.4Les eaux usées agricoles.....	3
I. 2.2 Nature de la pollution.....	3
I. 2.2.1 pollution organique	3
I. 2.2.2 Pollution minérale.....	4
I. 2.2.3La pollution microbiologique	4
I. 2.2.4 Pollution toxique : les Micropolluants.....	4
I. 2.3 Paramètres de caractérisation de l'effluent	4
I. 2.3.1 Paramètres physiques.....	4
I. 2.3.2Paramètres chimiques	6
I. 2.3.3 Les paramètres complémentaires.....	7
I.2.3.4. Paramètres biologiques	8
I.2.3.5 Les normes des eaux résiduaires.....	8
I. 3 Les procédés d'épuration	9
I. 3.1 Les prétraitements	9
I. 3.1.1 Le dégrillage	9
I. 3.1.2 Le tamisage	9
I. 3.1.3 Le dessablage	9
I. 3.1.4 Le dégraissage.....	9
I. 3.2 Le traitement primaire.....	9
I. 3.3 le traitement secondaire I. 3.3.1 Les traitements biologiques.....	10
I. 3.3.1.1Les procédés biologiques extensifs.....	10
I. 3.3.1.2 Les procédés biologiques intensifs	13
I. 3.4 Clarification et rejet des effluents (décantation secondaire).....	16
I. 3.5 La désinfection.....	16
I. 3.6 Les traitements complémentaires.....	16
I. 3.6.1 L'élimination de l'azote	16
I. 3.6.2L'élimination du phosphore.....	17
I. 3.7 Traitement des boues	17
I. 4 Conclusion	18

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude et mesure de la charge polluante

II. 1 Introduction	19
II. 2 Collecte des données de base.....	19
II. 3 Situation géographique	19
II. 4: Caractéristiques climatologiques.....	21
II. 4.1 La température de l'air	21

II. 4.2-Le vent.....	22
II. 4.3 L'humidité relative.....	23
II. 4.4 L' ensoleillement.....	23
II. 4.5 Gelée.....	23
II. 4.6 -La neige.....	24
II. 4.7 L'orage.....	24
II. 4.8 Sirocco.....	24
II. 4.9 Grêle.....	25
II. 4.10 L'évaporation.....	25
II. 5 La pluviométrie.....	25
II. 6 Sismicité.....	26
II. 7 Géologie.....	27
II. 8 Hydrographie.....	28
II. 9 Réseau d'assainissement.....	28
II. 10 Alimentation en eau potable pour l'A.C.L de KADIRIA.....	29
II. 11 Diagnostic de la situation actuelle de la décharge de KADIRIA.....	29
II. 12 Etude démographique.....	30
II. 12.1 Population actuelle et future.....	30
II. 13 Site du futur système d'épuration.....	32
II. 14 Détermination de la capacité hydraulique de la station.....	34
II. 14.1 Calcul des besoins en eau.....	34
II. 14.1.1 consommation domestique.....	34
II. 14.1.2 les besoins des équipements.....	35
II. 14.2 Estimation des débits d'eaux usées.....	35
II. 14.3 L'équivalent habitant.....	36
II. 14.4 Le débit moyen horaire.....	37
II. 14.5 Débit moyens diurne.....	37
II. 14.6 Débit de pointe par temps sec.....	37
II. 14.7 Le débit de pointe en temps de pluie.....	38
II. 15 Mesure de la charge polluante.....	38
II. 15.1 Prélèvement et échantillonnage.....	39
II. 15.2 Précautions à prendre durant les prélèvements.....	39
II. 15.3 Méthodes et paramètres à analyser.....	39
II. 15.4 Résultats d'échantillonnage.....	40
II. 15.5 Interprétation des résultats.....	41
II. 16 Conclusion.....	45

Chapitre III : Procédé d'épuration par boues activées

III. 1 Introduction.....	46
III. 2 Éléments d'une station à boues activées.....	46
III. 3 caractéristiques de fonctionnement.....	47
III. 3.1 La charge volumique C_v	47
III. 3.2 La charge massique C_m	47
III. 3.3 Age des boues.....	48
III. 4 Choix du procédé d'épuration.....	48
III. 4.1 Procédé à forte charge.....	48
III. 4.2 Procédé à moyenne charge.....	48
III. 4.3 Procédé à faible charge.....	49
III. 5 Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne :.....	49
III. 6 Consommation d'oxygène.....	50

III. 7 Mécanismes d'élimination de l'azote	52
III. 7.1 Décantation	52
III. 7.2 Ammonification.....	52
III. 7.3 Assimilation.....	52
III. 7.4 La Nitrification	53
III. 7.4.1 Influence des caractéristiques du milieu de culture	53
III. 7.5 Dénitrification biologique	53
III. 7.5.1 Conditions de la dénitrification	54
III. 8 Le décanteur secondaire (la clarification)	55
III. 9 Traitement des boues.....	56
III. 9.1 La stabilisation (stabilisation aérobie).....	56
III. 9.2 L'épaississement	56
III. 9.3 La déshydratation	57
III. 9.4 Les lits de séchage.....	57
III. 10 Les traitements tertiaires	57
III. 11 Conclusion.....	58

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV. 1 Introduction.....	59
IV. 2 Les prétraitements	59
IV. 2.1 Dégrillage	59
IV. 2.1.1 Formules et lois permettant le dimensionnement.....	59
IV. 2.1.1.1 Largeur de la grille	59
1) Horizon 2025	60
IV. 2.1.1.2 Calcul des pertes de charges	61
2) Horizon 2040	62
IV. 2.2 Dessablage déshuilage	62
IV. 3 Traitement primaire.....	65
IV. 4 Le traitement secondaire	68
IV. 4.1 Variante à faible charge	68
1) Horizon 2025	68
IV. 4.1.1 Dimensionnement du bassin d'aération	68
2) Horizon 2040 (extension)	76
IV. 4.2 Variante à moyenne charge.....	78
IV. 4.2.1 Dimensionnement du bassin d'aération	78
1) Horizon 2025	78
2) Horizon 2040 (extension)	87
IV. 5 Traitement tertiaire (désinfection).....	88
1) Horizon 2025	89
IV. 5.1 Dose du chlore à injecter.....	89
IV. 5.2 La dose journalière en chlore	89
IV. 5.3 Calcul de la quantité de l'eau javel	89
IV. 5.4 La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire	89
IV. 5.5 La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium.....	89
IV. 5.6 Dimensionnement du bassin de désinfection	89
a) Le volume du bassin :	89
b) La hauteur du bassin :	89
c) La surface horizontale :	90
d) La largeur et la longueur	90
2) Horizon 2040 :	90

IV. 6 Traitement des boues	91
IV. 6.1 Variante à faible charge	91
1) Horizon 2025	91
IV. 6.1.1 Epaisseur	91
IV. 6.1.1.1 Boues issues du décanteur secondaire	91
2) Horizon 2040	92
IV. 6.2 Variante à moyenne charge	93
1) Horizon 2025	93
IV. 6.2.1 Epaisseur	93
IV. 6.2.1.1 la quantité totale journalière des boues	93
IV. 6.1.1.2 La concentration des boues	94
IV. 6.2.1.3 Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur	94
IV. 6.2.2 Stabilisateur aérobie	95
a) La quantité de MVS contenue dans les boues :	95
b) Temps de séjour :	95
c) Boues en excès dans le stabilisateur :	96
d) Dimensionnement du bassin de stabilisation :	96
2) Horizon 2040	97
IV. 7 Conclusion	99

Chapitre V : Calcul hydraulique

V. 1 Introduction	100
V. 2 Déversoir d'orage	100
V. 2.1 Dimensionnement du déversoir d'orage	101
V. 2.1.1 l'amont du déversoir	101
V. 2.1.2 A l'aval du déversoir (vers la station)	101
V. 2.1.3 Le débit déversé vers le milieu naturel (Q_d) :	102
V. 2.1.4 Dimensionnement du déversoir d'orage	102
V. 2.1.5 la largeur du seuil déversant	102
V. 3 Profil hydraulique	102
V. 3.1 Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages	103
V. 3.2 Diamètre	103
V. 3.3 Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages	104
V. 3.4 Calcul des cotes piézométriques et les diamètres des conduites reliant les ouvrages :	104
V. 4 conclusion	107

Chapitre VI : Gestion et exploitation de la station

VI. 1 Introduction :	108
VI. 2 Gestion des ouvrages	108
VI. 2.1 Dégrillage (prétraitement)	108
VI. 2.2 Dessablage (prétraitement)	109
VI. 2.3 Dégraissage (prétraitement)	110
VI. 2.4 Bassin d'aération (traitement biologique)	111
VI. 2.5 Clarificateur (traitement secondaire)	111
VI. 2.6 Recirculation et traitement des boues	112
VI. 3 Suivi régulier des installations	113
VI. 3.1 La mesure des débits	113

VI. 3.2 Le relevé des compteurs horaires	113
VI. 3.3 Contrôle du système électrique	114
VI. 3.4 La météo	114
VI. 3.5 Le déversoir d'orage	114
VI. 3.6 La transparence	114
VI. 3.7 Les déchets de prétraitements	114
VI. 3.8 Observations	115
VI. 3.9 Contrôle de fonctionnement de la station	115
VI. 4 Hygiène et sécurité du personnel	116
VI. 4.1 Risques de circulation :	116
VI. 4.2 Risques d'incendie et d'explosion	116
VI. 4.3 Risques d'intoxication	116
VI. 4.4 Risques mécaniques :	116
VI. 4.5 Risques dus aux réactifs	117
VI. 4.6 Risque électrique	117
VI. 5 Conclusion :	117
Conclusion générale	118

Liste des tableaux

Tableau I. 1: le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)	7
Tableau I. 2 : les normes de rejet des eaux usées.....	9
Tableau II. 1: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales (1996-2010).....	21
Tableau II. 2: Vitesse moyenne mensuelle du vent (1996-2010).....	22
Tableau II. 3 : Humidité moyenne mensuelle relative (en %) de la période (1996-2010).....	23
Tableau II. 4: Ensoleillement mensuel moyen en heures pendant la période (1996-2010).....	23
Tableau II. 5: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige pendant la période 1996-2010.....	23
Tableau II. 6: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige pendant la période 1996-2010.....	24
Tableau II. 7: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours d'orages pendant la période 1996-2010.....	24
Tableau II. 8 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de Sirocco.....	24
Tableau II. 9: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de grêle.....	25
Tableau II. 10: Evaporation mensuelles et annuelles moyennes en mm 1996-2010.....	25
Tableau II. 11 : Caractéristiques de la station pluviométrique.....	25
Tableau II. 12: Pluviométrie moyenne mensuelle et interannuelle (mm) (1996-2010).....	25
Tableau II. 13 : caractéristique des collecteurs d'assainissement de la ville de KADIRIA... ..	29
Tableau II. 14: évolution démographique de la ville de KADIRIA	31
Tableau II. 15: Calcul des débits de consommation domestique.....	34
Tableau II. 16 : Les besoins en eau des équipements de la ville de KADIRIA.....	35
Tableau II. 17 : Récapitulation des besoins en eau de la ville de KADIRIA.....	35
Tableau II. 18 : Calcul des débits d'eaux usées de la ville de KADIRIA.....	36
Tableau II. 19 : Récapitulatif débits d'eaux usées par horizons d'étude.....	36
Tableau II. 20 : Capacité en E.H de KADIRIA.....	37
Tableau II. 21 : Calcul de nombre d'équivalent habitant pour les différents horizons d'étude.....	37
Tableau II. 22 : Calcul des charges hydrauliques.....	38
Tableau II. 23: Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution.....	39
Tableau II. 24: Résultats d'analyse chimique des eaux usées (rejet centre).....	40
Tableau II. 25: Résultats d'analyse chimique des eaux usées (rejet MORHANIA).....	40
Tableau II. 26: la moyenne d'analyse chimique des deux rejets.....	41
Tableau II. 27: Résultats d'analyse des métaux lourds.....	41
Tableau II. 28: résultats des rapports DCO/DBO5.....	44
Tableau III. 1: Classement des procédés par boues activées.....	48
Tableau IV. 1: Espacement et épaisseur des barreaux.....	60
Tableau IV. 2 : récapitulatif de calcul des dimensions des grilles.....	62
Tableau IV. 3 : Dimensions du déssableur-déshuileur.....	65
Tableau IV. 4: Valeurs de V_{limite}	65
Tableau IV. 5: Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.....	67
Tableau IV. 6 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040).....	77
Tableau IV. 7 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040).....	87

Tableau IV. 8 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.	90
Tableau IV. 9 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage pour la variante à faible charge (2025 et 2040).	93
Tableau IV. 10 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2025et2040).	98
Tableau V. 1 : Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.	103
Tableau V. 2 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.	104
Tableau V. 3 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP et les conduites.	106

Liste des figures

Figure I.1: schéma de fonctionnement en lagunage naturel.....	11
Figure I.2: schéma d'un lit bactérien.	14
Figure I.3: schéma du procédé d'épuration à boues activées.	15
Figure I.4: le schéma d'une station d'épuration fonctionnant en disque biologique.	16
Figure II.1 : Carte de situation géographique de la zone d'étude	20
Figure II.2 : le graphe des températures mensuelles moyennes, max, et min (1996-2010)	22
Figure II.3 : Carte de zonage sismique du territoire national.	26
Figure II.4 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie, KADIRIA (wilaya de BOUIRA)...	27
Figure II.5: site de la décharge sauvage de la ville de KADIRIA.	30
Figure II.6: évolution démographique de la ville de KADIRIA.....	31
Figure II.7: le site d'implantation de la future STEP de KADIRIA	33
Figure II.8: Carte de situation du site d'implantation de la future STEP.	33
Figure III.1: Fonctionnement d'une station d'épuration par boues activées.	46
Figure III.2 : différentes phases de l'évolution de la DBO et MVS	50
Figure III.3: clarificateur de la STEP de BOUIRA.	55
Figure III.4: épaisseur de la STEP de BOUIRA.....	57
Figure V.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latérale.....	100
Figure VI.1: disque de Secchi.	114

Liste des planches

Planche N°01 : Plan topographique du site d'implantation de la station d'épuration de KADIRIA W.BOUIRA

Planche N°02 : Vue en plan de la station d'épuration de KADIRIA W.BOUIRA

Planche N°03 : Profil hydraulique de la station d'épuration de KADIRIA W.BOURA

Planche N°04 : Ouvrages de traitement des eaux de la station d'épuration de KADIRIA W.BOUIRA

Planche N°05 : Ouvrages de traitement des boues eaux de la station d'épuration de KADIRIA W.BOUIRA

Introduction générale

Altérer la qualité de l'eau, c'est nuire à la vie de l'homme et des êtres vivants qui en dépendent. Cette notion d'altération de l'eau est fondamentale, en effet un rejet par définition ne sera polluant que s'il amène une altération, c'est-à-dire une dégradation d'un milieu qui le reçoit.

Les ressources en eau, non abondantes dans notre pays, connaissent des problèmes de qualités liées à l'augmentation de la pollution. Les cours d'eau constituent aujourd'hui le récepteur de tous les déchets urbains et industriels.

Les eaux usées d'origine urbaines, constituent en outre l'une des principales sources de contamination de l'environnement dans la mesure où elles sont évacuées soit en mer, soit dans le réseau hydrographique sans aucune épuration préalable.

La plupart des oueds, ont connu des transformations remarquables, et sont ainsi devenus des véritables égouts à ciel ouverts, offrant un aspect hideux, et constituent une menace grave pour l'hygiène et la santé publique. Pour résoudre ce problème de la pollution on doit entreprendre à la réalisation des stations d'épuration.

En effet la valorisation des eaux usées urbaines, industrielles et agricoles permettra d'aboutir à plusieurs résultats bénéficiaires tels que : le développement des moyens de recyclage des eaux usées pour une meilleure valorisation des exploitations agricoles qui le nécessiterai plus pour le besoins d'irrigation et d'arrosage, donc économiser des volumes considérables d'eau potable dont il n'est pas toujours certain qu'elles soient disponibles.

Dans cette étude on va essayer de trouver une solution fiable pour traiter les eaux usées de la ville de KADIRIA qui sont actuellement rejetées directement dans le milieu naturel qui est OUED ISSER, pour cela on optera pour une station d'épuration qui va traiter les effluents de cette ville, donc contribuer à la protection l'environnement et le milieu naturel.

Chapitre I

Généralités sur les eaux usées et les procédes d'épuration

I.1 Introduction

Les eaux usées, aussi appelées eaux polluées sont constituées de toutes les eaux de nature à contaminer les milieux dans lesquelles elles sont déversées. Ce sont des eaux altérées par les activités humaines à la suite d'un usage domestique, industriel, agricole ou autre. Elles sont considérées comme polluées et doivent être traitées.

I. 2 caractéristiques des eaux usées

I.2.1 origine des eaux usées

I.2.1.1 Eaux usées domestiques

Elles sont constituées des eaux vannes provenant des toilettes, et des eaux ménagères issues des cuisines, des bains et de la lessive. Les eaux vannes véhiculent les matières fécales et l'urine. Les eaux des cuisines sont riches en corps gras et détergents mais ne présentent pas (ou peu) de bactéries hors les eaux d'épluchage. Les eaux usées domestiques sont jugées dangereuses en raison de leur forte teneur en germes et de leurs propriétés infectieuses. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique.

I. 2.1.2 Les eaux industrielles

Les industries de fabrication ont des demandes élevées en eau pour les procédés de refroidissement, de traitement ou de nettoyage.

Les caractéristiques de ces eaux varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques (industrie pharmaceutique ...) et des hydrocarbures.

Certaines des eaux usées industrielles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte.

Les principaux polluants transitant dans les eaux usées d'origine industrielle sont :

- ✓ Les métaux toxiques,
- ✓ Les matières colorées,
- ✓ Les huiles et graisses,
- ✓ Les sels,

- ✓ La pollution organique.

I. 2.1.3Eaux de ruissellement

Elles sont constituées par l'ensemble des eaux de pluie. Ce sont des eaux issues de ruissèlement, des toitures, terrasses, parkings et des voies de circulation (huile de vidange, carburant, débris de pneu et les métaux lourds).

Elles contiennent aussi des bactéries associées aux poussières, aux particules d'argile déposées sur les toits et les rues.

I. 2.1.4Les eaux usées agricoles

Les eaux agricoles proviennent essentiellement des fermes ou cultures.

L'agriculture dépend de plus en plus des engrais qui améliorent la productivité. Ces engrais polluent l'eau par des pesticides et des nitrates :

- ✓ Les pesticides mettent en danger l'homme par leur toxicité.
- ✓ Les nitrates provoquent l'eutrophisation, c'est-à-dire la prolifération intense des algues. Les eaux usées agricoles atteignent les cours d'eau par ruissellement de surface ou par l'écoulement souterrain. Par conséquent, les différents polluants d'origine agricole ne peuvent donc pas être recueillis et traités ultérieurement dans une station d'épuration. [1]

I. 2.2 Nature de la pollution

La pollution contenue dans une eau usée peut être d'origine :

- ✓ Organique,
- ✓ Minérale,
- ✓ Microbiologique,
- ✓ Toxique.

I. 2.2.1 pollution organique

La pollution organique des eaux usées se compose principalement des protéides, lipides, glucides et des détergents.

I. 2.2.2 Pollution minérale

Elle est constituée essentiellement de graviers, sables, métaux et sels minéraux.

I. 2.2.3 La pollution microbiologique

L'eau usée est un milieu favorable pour le développement des germes pathogènes, la pollution microbiologique provoque chez l'homme des maladies hydriques tel que, la fièvre typhoïde, le choléra, la tuberculose.

I. 2.2.4 Pollution toxique : les Micropolluants

On appelle micropolluant, une substance détectable dans l'environnement en très faibles concentrations ($\mu\text{g/l}$ ou ng/l) et qui peut engendrer des effets négatifs sur les organismes vivants à ces très faibles concentrations. On distingue deux types :

- **Micropolluants inorganiques : métaux**

La présence de métaux dans le ruissellement de chaussée provient principalement du trafic automobile (usure des pneus, garniture des freins) et de l'abrasion des routes.

- **Micropolluants organiques** : principalement des substances produites par l'industrie chimique. [1]

I. 2.3 Paramètres de caractérisation de l'effluent

L'évaluation de la pollution d'une eau usée brute se fait d'après la détermination d'un certain nombre de paramètres physico-chimiques et microbiologiques caractérisant cette eau usée.

I. 2.3.1 Paramètres physiques

- ✓ **Température**

Il est primordial de connaître la température d'une eau. En effet, elle joue un rôle très important dans la solubilité des sels et surtout des gaz, et la détermination du pH. Elle agit aussi comme un facteur physiologique agissant sur le métabolisme de croissance des micro-organismes vivant dans l'eau. La température des effluents rejetés doit être inférieure à 30° . De plus, il rentre dans les formules de dimensionnement notamment le procédé du lagunage.

✓ pH

La valeur du pH altère la croissance et la reproduction des micro-organismes existants dans une eau. La plupart des bactéries peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9; l'optimum est situé entre 6,5 et 8,5. Des valeurs de pH inférieures à 5 ou supérieures à 8,5 affectent la croissance et la survie des micro-organismes aquatiques.

✓ Matières en suspension (MES)

Ce sont les matières non dissoutes contenues dans l'eau. Elles comportent à la fois des éléments minéraux et organiques ; elles agissent en augmentant la turbidité de l'eau qui réduit la pénétration de la lumière pour une bonne croissance des végétaux au fond des cours d'eau. Cette pollution particulière est à l'origine de nombreux problèmes comme ceux liés au dépôt de matières, à leur capacité d'adsorption.

✓ Matières volatiles en suspension (MVS)

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à $550^{\circ}\text{C} \pm 25^{\circ}\text{C}$ pendant deux heures d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles représentent environ 70 à 80 % de MES. Elles s'expriment en mg/L.

✓ Matières minérales (MM)

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le Résidu de la calcination à $550^{\circ}\text{C} \pm 25^{\circ}\text{C}$ et correspondent à la présence de sels, silice, poussières.... etc.

$$\text{MMS} = \text{MES} - \text{MVS}$$

✓ La turbidité

Elle indique la présence plus ou moins importante des M.E.S d'origine organique ou minérale.

✓ La conductivité

C'est un paramètre qui varie en fonction de la concentration des sels en solution. Plus leur concentration ionique est grande ; plus la conductivité est grande. La mesure de la conductivité donne une idée sur la salinité de l'eau.

✓ Couleur et odeur

La couleur d'une eau usée urbaine est grisâtre, mais certains rejets industriels (teinture, papeteries....) contiennent des colorants particulièrement stables.

Il existe plusieurs gaz qui donnent des odeurs, résultant d'une fermentation ou décomposition, parmi lesquels on peut citer NH_3 , H_2S

I. 2.3.2 Paramètres chimiques**✓ DBO₅ : demande biochimique en oxygène sur cinq jours**

La demande biochimique en oxygène (DBO), exprimée en mg d'oxygène par litre. Elle exprime la quantité des matières organiques biodégradables présente dans l'eau. Plus précisément, ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jours. Les transformations des matières organiques s'effectuent en deux stades :

- le 1^{er} stade, se rapportant aux composés carbonés, débute immédiatement et s'achève au bout de 20 jours environ, où on obtient le DB ultime.

- le 2^{ème} stade, se rapportant aux composés azotés, ne commence qu'au bout d'une dizaine de jours et s'étend sur une période très longue.

✓ Demande chimique en oxygène (DCO)

Elle représente la teneur totale de l'eau en matières oxydables. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique ces matières. Elle est exprimée en mg d'oxygène par litre. Elle est moins représentative que la DBO de la décomposition des matières organiques qui a lieu dans le milieu naturel. La DCO est particulièrement indiquée pour mesurer la pollution d'un effluent industriel.

✓ Coefficient de La biodégradabilité (DCO/DBO₅)

Le rapport (DCO/DBO₅) exprime le degré de biodégradabilité de l'eau usée qui représente la capacité d'une substance à être décomposée par les micro-organismes.

L'élévation du rapport indique un accroissement des matières organique non biodégradable. Il est donc révélateur de la présence d'une pollution industrielle et nous renseigne sur le type de traitement à adopter. [1],[2]

Tableau I. 1: le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)

Rapport : DCO/DBO	Mode de traitement
$1 < \text{DCO/DBO} < 2$	Facilement biodégradable ↔ Traitement biologique (Concerne un effluent urbain)
$2 < \text{DCO} / \text{DBO} < 3$	Traitement biologique avec adaptation De la souche microbienne
$\text{DCO} / \text{DBO} > 3$	Traitement physico-chimique (Concerne un effluent industriel).

I. 2.3.3 Les paramètres complémentaires

✓ Teneurs en sels nutritifs (azote et en phosphore)

Ce sont également des paramètres très importants. Les rejets excessifs de phosphore et d'azote contribuent à l'eutrophisation des lacs et des cours d'eau. Ce sont des nutriments essentiels à l'activité biologique dans l'eau (bactéries et algues). Les eaux usées domestiques contiennent une alimentation équilibrée, mais il n'en est pas de même des eaux industrielles qui sont souvent pauvres en azote et en phosphore.

En l'absence de l'azote, les bactéries ne peuvent pas synthétiser de nouvelles cellules. L'activité des boues ramenée au poids de MVS s'en trouvera réduite et le rendement de l'épuration diminuera progressivement. D'autre part, les boues carencées en azote montrent souvent de mauvaises caractéristiques de décantation.

Lorsque l'effluent à traiter est dépourvu d'éléments nutritifs (N et P), il convient alors de lui ajouter sous forme d'engrais agricoles, soit par addition d'effluent urbain dans les proportions convenables, ou encore sous forme de produits comme le phosphate d'ammonium. [1]

✓ **L'équilibre nutritionnel**

Le traitement biologique exige un certain équilibre nutritionnel qui permet la prolifération des micro-organismes responsables de la dégradation de la matière organique. Tout déséquilibre entraîne un faible rendement.

L'azote et le phosphore sont utiles pour le bon fonctionnement de l'épuration biologique. [3]

- $DBO_5/N/P=(100\text{à}150)/5/1$
- $DBO_5/N = 20$
- $DBO_5/P = 100$
- $DCO/DBO_5 = 2,5$

I.2.3.4. Paramètres biologiques

Les micro-organismes présents dans les eaux usées sont à l'origine du traitement biologique, ils sont constitués :

- Des germes pathogènes (mycobactéries, colibacilles etc....).
- Des parasites (des œufs de vers etc....).
- Des champignons. [3]

I.2.3.5 Les normes des eaux résiduaires

Dans le cadre de la protection de l'environnement et la santé publique l'organisation mondiale de la santé (O.M.S) fixe des niveaux de rejet selon la destination de l'eau épurée :

Tableau I.2 : les normes de rejet des eaux usées.

PARAMETRES	VALEURS
DBO_5 (mg/1)	30
DCO (mg /1)	90
MES (mg/1)	30
Température (c°)	30
Azote (mg /1)	40-50
Détergeant (mg /1)	01
Phosphate (mg /1)	02
Huiles (mg /1)	20

I. 3 Les procédés d'épuration

I. 3.1 Les prétraitements

Les prétraitements ont pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers. Il s'agit des déchets volumineux (dégrillage), des sables et graviers (dessablage) et des graisses (dégraissage-déshuilage).

I. 3.1.1 Le dégrillage

Les eaux usées passent au travers d'une grille dont les barreaux retiennent les matières les plus volumineuses.

I. 3.1.2 Le tamisage

Peut compléter cette phase de prétraitement.

I. 3.1.3 Le dessablage

Débarrasse les eaux usées des sables et des graviers par sédimentation. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité du lavage.

I. 3.1.4 Le dégraissage

visé à éliminer la présence de graisses dans les eaux usées, graisses qui peuvent gêner l'efficacité des traitements biologiques qui interviennent ensuite. Le dégraissage s'effectue par flottation. L'injection d'air au fond de l'ouvrage permet la remontée en surface des corps gras. Les graisses sont raclées à la surface, puis éliminées (mise en décharge ou incinération).

I. 3.2 Le traitement primaire

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

-La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé « décanteur » pour former les « boues primaires ». Ce traitement élimine 50 à 55 % des matières en suspension et réduit d'environ 30 % la DBO et la DCO.

- L'utilisation d'un décanteur lamellaire permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère le processus de dépôt des particules. Une décantation lamellaire permet d'éliminer plus de 70 % des matières en suspension et diminue de plus de 40 % la DCO et la DBO.

- La décantation est encore plus performante lorsqu'elle s'accompagne d'une floculation préalable. La coagulation-floculation permet d'éliminer jusqu'à 90 % des matières en suspension et 75 % de la DBO. Cette technique comporte une première phase d'adjonction d'un réactif, qui provoque l'agglomération des particules en suspension. Les amas de solides ainsi obtenus sont appelés « floes ». [4]

I. 3.3 le traitement secondaire

I. 3.3.1 Les traitements biologiques

Dans la grande majorité des cas, l'élimination des pollutions carbonée et azotée s'appuie sur des procédés de nature biologique. Les traitements biologiques reproduisent les phénomènes d'autoépuration existant dans la nature. L'autoépuration regroupe l'ensemble des processus par lesquels un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une pollution.

Les techniques d'épuration biologique utilisent l'activité des bactéries présentes dans l'eau, qui dégradent les matières organiques. En Algérie, c'est aujourd'hui les procédés des « boues activées, et le lagunage » qui sont les plus répandus dans les stations d'épuration assurant un traitement secondaire.

Parmi les traitements biologiques, on distingue les procédés biologiques extensifs et intensifs.

I. 3.3.1.1 Les procédés biologiques extensifs

✓ Le lagunage

Utilise la capacité épuratrice de plans d'eau peu profonds. Les eaux usées sont envoyées dans une série de bassins. L'oxygène est apporté par les échanges avec l'atmosphère. La pollution organique se dégrade sous l'action des bactéries présentes dans le plan d'eau. Ce mode d'épuration permet d'éliminer 80 à 90 % de la DBO, 20 à 30 % de l'azote et contribue à

une réduction très importante des germes. Il a cependant l'inconvénient d'utiliser des surfaces importantes.. On distingue deux types de lagunages :

- Le lagunage naturel ;
- Le lagunage aéré.

a) Le lagunage naturel

Le lagunage naturel est un procédé extensif de traitement des eaux usées, fondé sur un écosystème constitué principalement d'algues microscopiques, des bactéries aérobies et anaérobies et d'une micro - faune adaptée au rayonnement solaire utilisé comme source énergétique pour la production de l'oxygène par photosynthèse par les algues microscopiques qui peuplent le bassin.

Les matières en suspension de l'eau brute décantent dans le bassin de tête. Les bactéries assimilent la pollution dissoute, et l'oxygène nécessaire à cette dépollution est fourni par les algues (photosynthèse). Le zooplancton consomme les algues. Eventuellement, les roseaux peuvent filtrer l'eau en sortie avant rejet.

L'ensemble de ces phénomènes apparaît dans deux ou trois bassins en série, ce qui autorise l'étagement des phénomènes épuratoires.

Le lagunage naturel peut être utilisé en traitement complet des effluents ou en traitement tertiaire pour affiner la qualité de l'eau traitée par une boue activée (par exemple pour la désinfection).

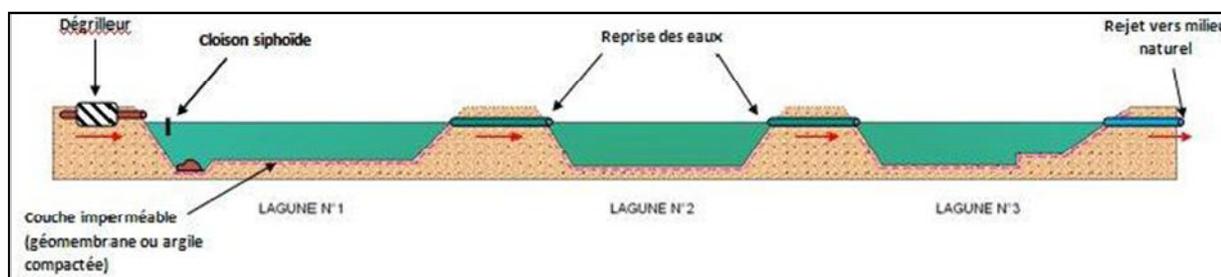


Figure I.1 : schéma de fonctionnement en lagunage naturel.

b) Le lagunage aéré

Le lagunage aéré est une technique d'épuration biologique par culture libre avec un apport artificiel d'oxygène. Dans l'étage d'aération, les eaux usées sont dégradées par des micro-organismes qui consomment et assimilent les nutriments. Le principe de base est le même que celui des boues activées avec une densité de bactéries faible et l'absence de recirculation. L'oxygénation est assurée par un aérateur de surface ou une insufflation d'air. La consommation électrique de chacun de ces deux procédés est similaire à celle d'une boue activée. Dans l'étage de décantation, assuré principalement par une ou deux simples lagunes, les matières en suspensions (amas de micro organismes et de particules piégées) s'agglomèrent lentement sous forme de boues. Ces dernières doivent être régulièrement extraites. Le curage est facilité en présence de deux bassins qu'il est possible de by-passer séparément. La floculation des boues est peu prononcée (lagune de décantation à sur dimensionner). Le lagunage aéré se différencie des boues activées par l'absence de maintien d'une concentration fixée de micro-organismes (pas de recirculation). Cela conduit à prévoir des temps de séjour plus longs, plus favorables à une bonne adaptation du système aux variations de qualité de l'effluent à traiter. Ce procédé a un bon comportement vis-à-vis des effluents dilués ou si les débits ne sont pas bien écrêtés. Il existe deux formes de lagunage aéré :

• le lagunage aéré strictement aérobie

Il faut une aération suffisante pour maintenir le bassin en aérobie et l'ensemble des particules en suspension

• le lagunage aéré aérobie/anaérobie facultatif

Il y a formation de dépôt qui évolue en milieu anaérobie. Le premier cas est très peu utilisé car il est grand consommateur d'énergie. La seconde solution est rencontrée plus fréquemment : elle s'apparente au lagunage naturel par l'épuration des eaux usées par échange eau/sédiment.

Utilisation

Le lagunage aéré est reconnu comme un procédé d'épuration efficace, notamment au niveau des charges oxydables (90%). Au niveau de l'azote ammoniacal et des ortho phosphates, les performances sont plus limitées : de l'ordre de 45 %. Les performances sont

fonction de la température (activité des microorganismes), de la charge appliquée et donc de la dilution des eaux entrantes. [7]

I. 3.3.1.2 Les procédés biologiques intensifs

Il s'agit de la décomposition de façon biochimique, par oxydation les matières non séparables par décantation ; une nouvelle substance cellulaire se forme et a un poids supérieur que celui de l'eau d'égout et de ce fait une décantation est donc possible. Parmi ces procédés, on distingue :

- Les boues activées,
- Les lits bactériens,
- Les disques biologiques.

a) Lit bactérien

Principe de fonctionnement

Procédé de traitement biologique aérobie à culture fixée. Les micro-organismes se développent sur un matériau support régulièrement irrigué par l'effluent à traiter. Cette filière consiste à alimenter en eau, préalablement décantée, un ouvrage en béton, de forme généralement cylindrique contenant une masse de matériau (pouzzolane ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film biologique responsable de l'assimilation de la pollution. Le film biologique se décroche au fur et à mesure que l'eau percole. En sortie du lit bactérien, est recueilli un mélange d'eau traitée et de biofilm. Ce dernier est piégé au niveau d'un décanteur secondaire sous forme de boues et l'eau traitée rejoint le milieu naturel. La recirculation des boues vers le décanteur digesteur est essentielle. Les eaux usées sont réparties sur la partie supérieure du lit dans la majorité des cas, au moyen d'un distributeur rotatif (sprinkler). La satisfaction des besoins en oxygène est obtenue par voie naturelle ou par aération forcée. Les matières polluantes sont assimilées par les micro-organismes formant le film biologique. Celui-ci est constitué de bactéries aérobies à la surface et de bactéries anaérobies en profondeur.

Les boues excédentaires qui se décrochent naturellement du support sous l'effet de la charge hydraulique sont séparées par décantation secondaire. [1]

L'ensemble des micro-organismes (bactéries, vers, protozoaires, etc.) fixés sur le support est appelé Zoogluée.

Une station d'épuration par lit bactérien est composée des ouvrages suivants tels que le montre la figure ci-dessous :

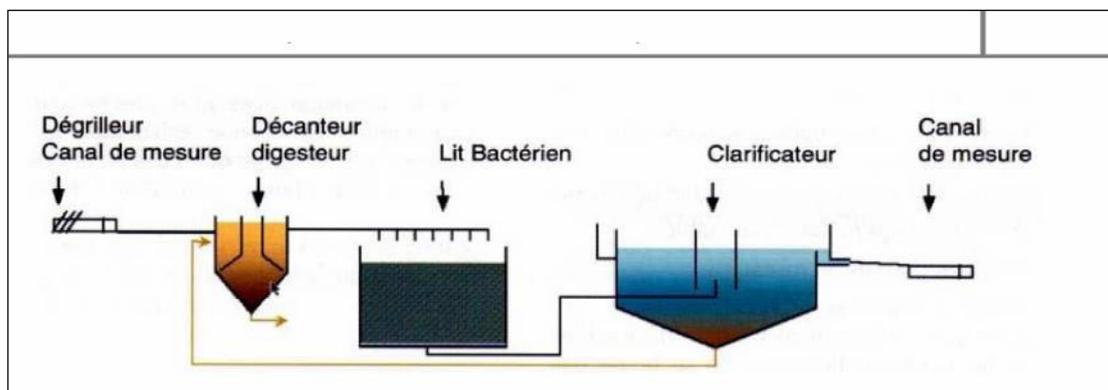


Figure I. 2:schéma d'un lit bactérien.

b) Les boues activées

Actuellement c'est le procédé le plus répandu pour traiter des eaux résiduaires urbaines. Il s'agit en effet d'un ensemble de procédés qui ont tous en commun le développement d'une culture bactérienne disposées sous forme de flocons (boues activées) dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération ou bio réacteur).

Dans le bassin d'aération le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange des flocons bactériens et de l'eau usée. L'aération a pour but de fournir aux bactéries aérobies l'oxygène dont elles ont besoins pour épurer l'eau. [4]

Dans les premiers cas, brassage et aération sont assurés par un même dispositif, alors que pour l'insufflation d'air, des dispositifs de mélange dissociés sont immergés pour assurer le brassage lors augets de l'aération des critères fréquemment utilisé pour caractériser les différents systèmes de boues activées est la charge massique C_m qui traduit le rapport entre la masse journalière de pollution à éliminer et la masse des bactéries épuratrices mise en œuvre. On distingue ainsi des systèmes :

- A forte charge massique : $C_m > 0.5$ kg D.B.O $5/kg$ de MVS. jour
- A moyenne charge massique : $0.25 < C_m < 0.5$ kg D.B.O $5/kg$ de MVS. jour
- A faible charge massique : $0.07 < C_m < 0.2$ kg D.B.O $5/kg$ de MVS. jour
- A aération prolongée : $C_m < 0.07$ kg D.B.O $5/kg$ de MVS. jour

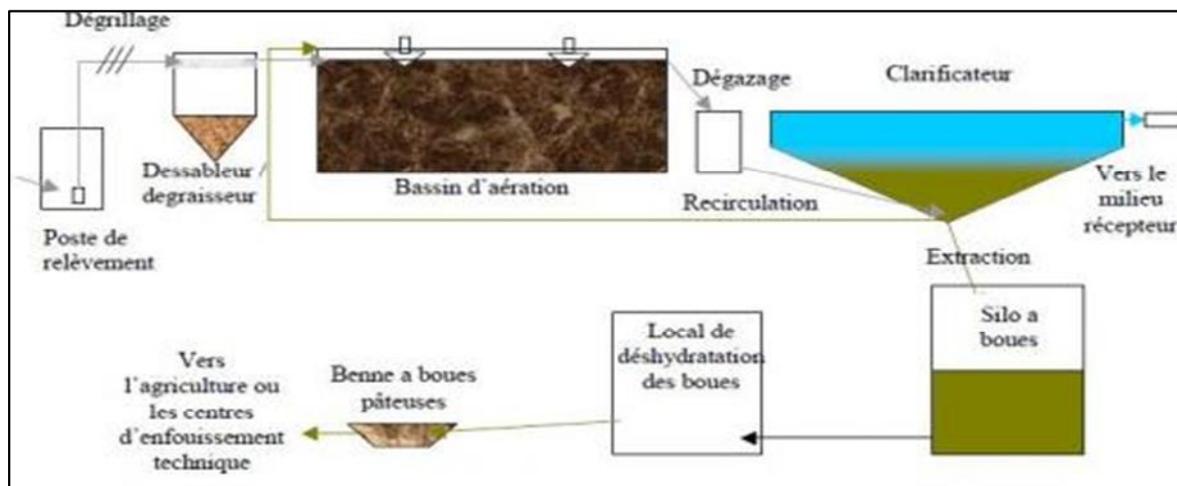


Figure I. 3 : schéma du procédé d'épuration à boues activées.

c) Les disques biologiques

Le principe consiste en utilisation de disques tournant autour d'un axe horizontal et baignant en partie dans l'eau à traiter. Comme dans le cas du lit, la biomasse se développe sur le transfert d'oxygène se fait directement à travers la couche liquide. La vitesse de rotation de ces disques (1 à 2 tours par minute) ne permet pas de générer des énergies de circulation capable de maintenir en suspension des matières solides. Les disques sont réalisés en, P.V.C ou feuilles de polystyrène. [5]

Récemment de nouvelles configurations ont pénétré le marché des biodisques, ce sont des structures de type cages remplies de matériaux plastiques vrac. Les disques biologiques peuvent être appliqués pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines et industrielles. Suivant que les disques sont immergés ou émergés, le fonctionnement sera en mode aérobie ou anaérobie. [4]

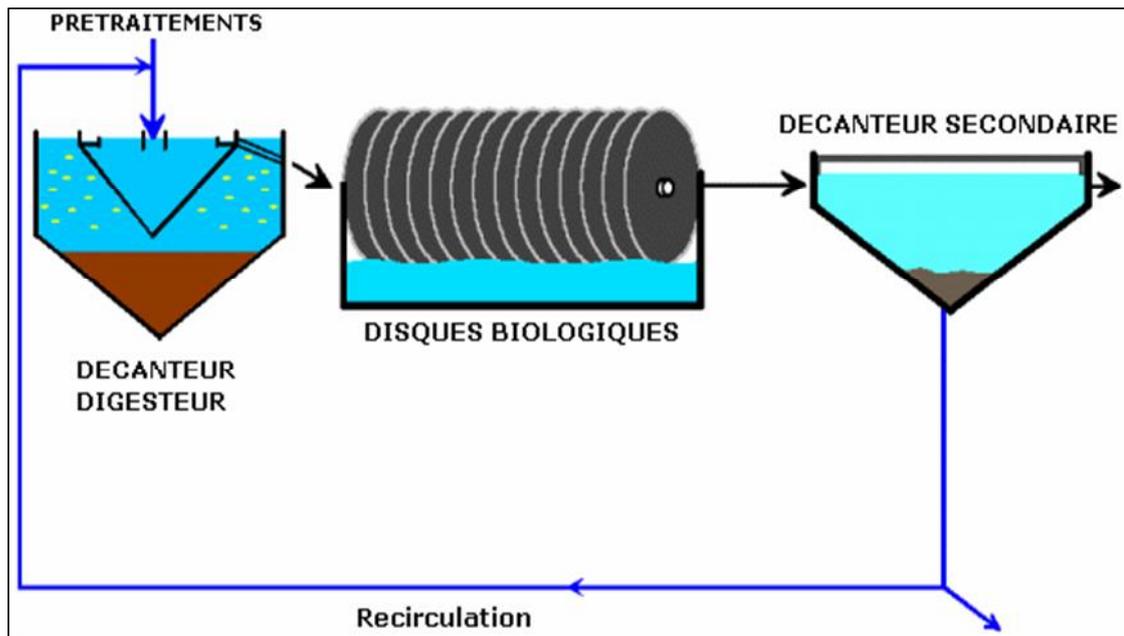


Figure I. 4 : le schéma d'une station d'épuration fonctionnant en disque biologique.

I. 3.4 Clarification et rejet des effluents (décantation secondaire)

A l'issue des traitements, une ultime décantation permet de séparer l'eau épurée et les boues ou résidus secondaires issus de la dégradation des matières organiques. Cette décantation est opérée dans des bassins spéciaux, les **clarificateurs**. L'eau épurée peut alors être rejetée dans le milieu naturel.

I. 3.5 La désinfection

Les traitements primaires et secondaires ne détruisent pas complètement les germes présents dans les rejets domestiques. Des procédés d'élimination supplémentaires sont donc employés lorsque les eaux traitées sont rejetées en zone de baignade ou de pisciculture.

Le chlore est le désinfectant le plus courant. Mais la désinfection peut également s'effectuer avec l'ozone ou le brome, voire le dioxyde de chlore.

I. 3.6 Les traitements complémentaires

I. 3.6.1 L'élimination de l'azote

Les stations d'épuration prévues pour éliminer les matières carbonées n'éliminent qu'environ 20 % de l'azote présent dans les eaux usées. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles, des traitements complémentaires doivent être mis en place.

L'azote organique se transforme dans les eaux usées en azote ammoniacal (NH_4^+). L'élimination de l'azote ammoniacal est le plus souvent, obtenue grâce à des traitements biologiques, de « **nitrification-dénitrification** ». La nitrification consiste en une transformation, par des cultures bactériennes, de l'azote ammoniacal en nitrates (NO_3^-), une forme oxydée de l'azote. Une seconde phase, la **dénitrification**, complète le processus. Les nitrates, sous l'action de bactéries « dénitrifiantes », sont transformés en azote gazeux. Ce gaz s'échappe alors dans l'atmosphère.

I. 3.6.2 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, mais engendrent une importante production de boues.

La déphosphatation biologique consiste à provoquer l'accumulation du phosphore dans les cultures bactériennes des boues. Le rendement moyen est d'environ 60 %.

I. 3.7 Traitement des boues

Les boues récupérées proviennent généralement des stations suivantes :

- Traitement primaire ;
- Bassin d'aération ;
- Décanteur secondaire.

Le traitement se déroule généralement en trois étapes qui sont :

1. Epaissement

Cette technique consiste à séparer gravitairement les particules de l'eau des boues, on distingue deux types :

- Epaissement par décantation
- Epaissement par flottation

2. Stabilisation :

On distingue deux sortes de stabilisation :

A/ Stabilisation anaérobie : elle élimine environ 50% de la matière oxydable sous l'action des micro-organismes anaérobie, ce qui présente les avantages suivant :

- Diminution du poids des matières sèches
- Concentration plus importante des boues
- Diminution importante des germes pathogènes

B/ Stabilisation aérobie : elle consiste à oxyder la matière organique des boues par des micro-organismes aérobies. [6]

I. 4 Conclusion

Dans cette partie on a fait une aperçue sur les différentes natures et caractéristiques des eaux usées, où il est indispensable de savoir la natures de ces eaux. Afin de prévoir un traitement adéquat, et avoir un rendement satisfaisant.

On a vu aussi des généralités sur les procédés d'épuration des eaux qui sont les plus utilisées. Pour l'Algérie on opte souvent pour les procédés (boues activées, et le lagunage). Ces procédés sont les plus adaptés à notre climat, et donnent un bon rendement épuratoire.

Chapitre II

Présentation de la zone d'étude et mesure de la charge polluante

II. 1 Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet de dimensionnement d'une station d'épuration, il est primordiale de faire une analyse complétée sur la zone d'étude, donc découvrir toutes les caractéristiques climatologiques, démographiques, géographiques, etc. de cette zone, et faire une analyse des eaux usées rejeté, afin de prévoir des solutions fiables pour un traitement convenable des eaux usées.

II. 2 Collecte des données de base

Le future système d'épuration sera implanté dans l'agglomération chef lieu de KADIRIA, wilaya de Bouira, et sera destiné à épurer les eaux usées de KADIRIA.

L'agglomération chef lieu diverse ses rejets d'eaux usées brutes dans l'Oued ISSER.

La délimitation de la zone d'influence comprend donc :

- Le site du futur système d'épuration,
- La région à assainir : chef-lieu KADIRIA, Ouled CELLALA bas et MOGHRANIA.
- Les terres à irriguer à partir d'OUED ISSER en aval du futur système.
- Le lieu de traitement ou de dépôt des déchets (les boues issues du futur système d'épuration) ;

Par conséquent, la zone d'influence va couvrir tous les terrains en aval de la station, le long de l'oued.

II. 3 Situation géographique

En 1991, KADIRIA fut érigé au rang de DAIRA à la suite d'un nouveau découpage administratif.

Au paravent, elle dépendait exclusivement de la Daira de LAKHDARIA.

La commune de KADIRIA est mitoyenne aux communes de BOUMERDES dans son flanc nord, LAKHDARIA à l'ouest, daïra de BOUIRA à l'est, et enfin les daïras de SOUK EL KHEMIS et AIN BESSAM au sud.

Elle se situe à 80KM d'Alger par la RN5 et à 36 KM du chef lieu de wilaya de BOUIRA, dont elle dépend,

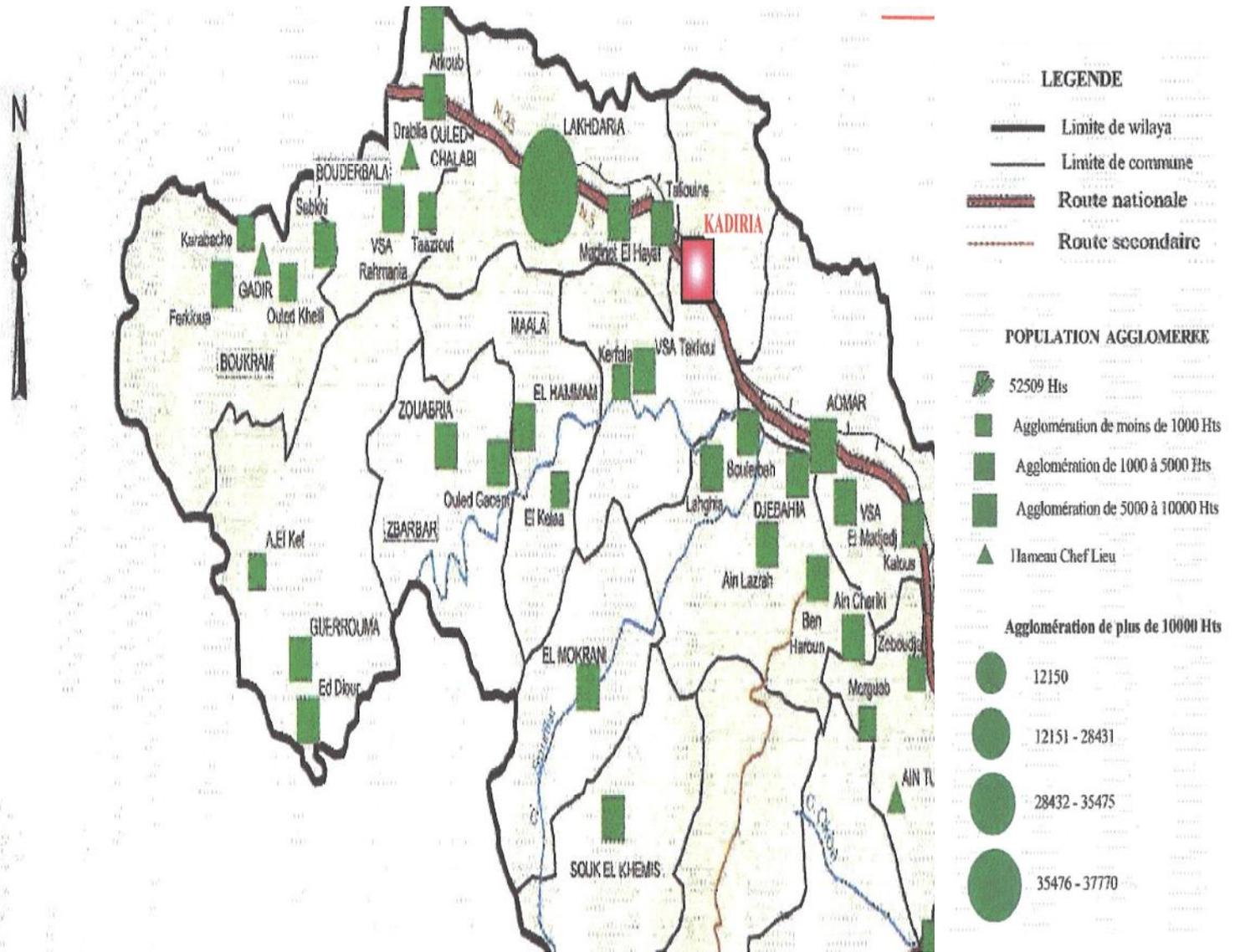


Figure II.1 : Carte de situation géographique de la zone d'étude

II. 4: Caractéristiques climatologiques

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

Le climat méditerranéen semi-aride, règne la commune de KADIRIA, et la divise en deux saisons, l'une pluvieuse et l'autre sèche et ensoleillée.

Comme la région de KADIRIA est dépourvue de station météorologique, l'analyse des facteurs climatiques de la zone d'étude est basée sur les données de la station de BOUIRA présentant les mêmes caractéristiques que la région de KADIRIA pour une période d'observation s'étale de 1996 à 2010.

station	Longitude	Latitude	Altitude (m)	Code de la station
BOUIRA	30°53'E	36° 23'N	555	417

Source : Office National de Météorologie

II. 4.1 La température de l'air

La température est un élément très important dans le bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.

Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau II.1: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales (1996-2010).

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Moy ann
Tmax	37.1	29.4	24.9	22.3	17.1	18	21.3	23.1	28.2	33.3	38.7	39.8	27.8
Tmin	10.5	7.8	4.1	2.4	1.4	2.3	2.4	3.1	5.1	8.1	9.1	11.7	5.7
Tmoy	22.5	17.5	12.6	9.8	8.6	9.2	10.6	13	16.8	22.1	26.2	26.4	16.3

Source : Office National de Météorologie

Les mois les plus chauds sont Juin, Juillet, Août et Septembre où la température moyenne varie entre 22,10 et 26,40 °C, les mois les plus froids sont Décembre, Janvier et Février, où la température moyenne oscille entre 8,60 °C et 9,80 °C.

L'écart de températures entre l'été (Août) et l'hiver (Janvier) est environ de 18°C en moyenne.

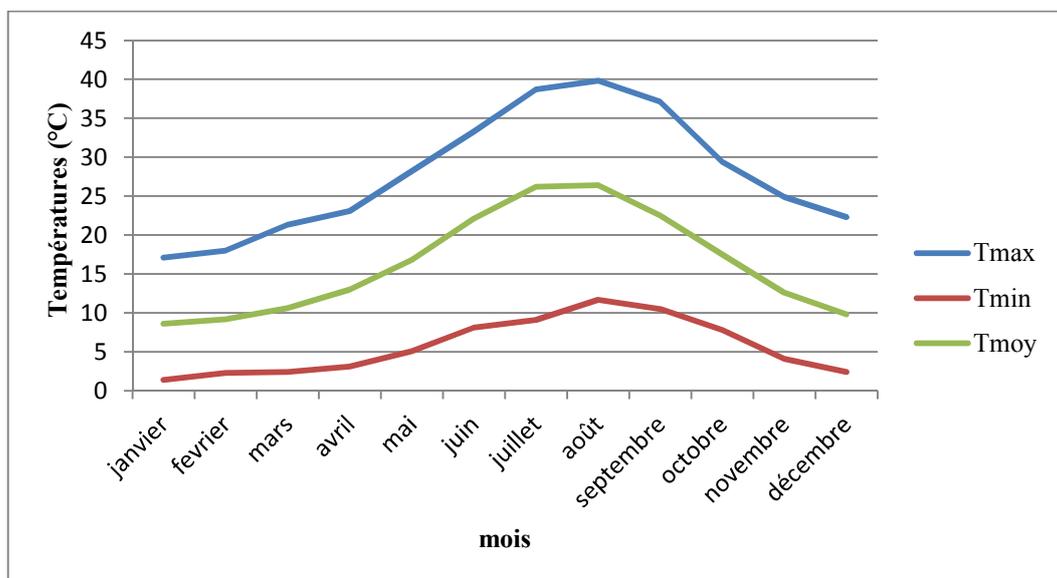


Figure II.2 : le graphe des températures mensuelles moyennes, max, et min (1996-2010)

II. 4.2-Le vent

Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction, il est facteur important dans l'élaboration du système de protection de la station d'épuration.

Les vitesses du vent mensuelles moyennes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 2: Vitesse moyenne mensuelle du vent (1996-2010).

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Moy.
V moy (m/s)	3,4	3,2	2,9	3,2	3,6	3,3	3,8	4,0	3,7	4,1	3,7	3,4	3,5
V max (m/s)	22	20	21	21	23	25	21	23	22	29	22	25	23
Nombre de jour où $v > 20$	4	3	2	2	3	2	3	4	4	6	6	5	44

Source : Office National de Météorologie

L'analyse de ce tableau montre une variabilité relative des vitesses du vent tout le long de l'année. Elles restent faibles pendant les mois d'octobre, novembre, et décembre, et plus fortes pendant la période de mars, avril, mai, juin et juillet.

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 3,5 m/s et les vitesses moyennes mensuelles sont comprises entre 2,9 m/s et 4,1 m/s. Le moyen inter annuel des vitesses maximales du vent mesurées à la station de BOUIRA est de 23 m/s.

II. 4.3 L'humidité relative

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

Tableau II. 3 : Humidité moyenne mensuelle relative (en %) de la période (1996-2010).

Mois	Sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Moy.
H(%)	64	72	78	82	79	82	72	68	61	57	49	50	68

Source : Office National de Météorologie

La valeur moyenne annuelle de l'humidité relative enregistrée durant toute la période d'observation est de 68%, alors que les maximales sont atteintes dans les mois de décembre, janvier, février (79% à 82%). La valeur minimale est enregistrée en mois de juin (49%).

II. 4.4 L'ensoleillement

Ce facteur est primordial pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration, ce vu l'apport que peut faire subir le rayonnement solaire sur les différents types de traitement d'éléments fondamentaux. Les observations des valeurs moyennes mensuelles de l'ensoleillement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 4: Ensoleillement mensuel moyen en heures pendant la période (1996-2010)

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Année
Heures	25	22	189	175	17	18	22	251	30	322	34	31	2 967

Source : Office National de Météorologie

L'analyse de ce tableau montre que la région de BOUIRA est ensoleillée durant presque les 8 mois de l'année, ou on remarque un cumul d'ensoleillement de 2967 heures durant toute l'année.

II. 4.5 Gelée

Tableau II. 5: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige pendant la période 1996-2010.

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Année
Jours	0	0	3	5	7	5	9	2	0	0	0	0	31

Source : Office National de Météorologie

On remarque que ce phénomène se présente uniquement dans période hivernale, de Novembre à Avril avec un maximum de 9 jours au mois de Mars, il y a donc un risque de gelée au mois de Janvier et surtout au mois de Mars.

II. 4.6 La neige

Tableau II. 6: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige pendant la période 1996-2010.

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Année
Jours	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1

Source : Office National de Météorologie

Nous remarquons que le nombre de jours de neige le long de la période d'observation est pratiquement inexistant.

II. 4.7 Evénements extrêmes

Tableau II. 7: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours d'orages pendant la période 1996-2010.

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Année
Jours	1	1	0	1	0	1	0	0	3	3	1	3	14

Source : Office National de Météorologie

D'après ces observations on remarque que l'orage existe dans les mois de Mai, Juin, et Août, en 3 jours par mois.

II. 4.8 Sirocco

Le Sirocco est une élévation brutale de la température ce matérialisant par un vent chaud venant du sud. Les valeurs observées à la station de BOUIRA sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II. 8 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de Sirocco.

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Année
Jours	0	0	0	2	0	0	0	1	0	1	1	0	5

Source : Office National de Météorologie

On remarque que le siroco se manifeste rarement dans les mois d'avril, juin, juillet, et en mois de décembre.

II. 4.9 Grêle

Tableau II. 9: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de grêle.

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Année
Jours	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	2

Source : Office National de Météorologie

On remarque que la grêle se présente rarement dans la région de BOUIRA, en effet on a enregistré sa présence une journée en mois de juin, et en mois d'aout.

II. 4.10 L'évaporation

Les valeurs de l'évaporation sont mesurées sous abri à l'évaporomètre Pichet de la station de BOUIRA.

Tableau II. 10: Evaporation mensuelles et annuelles moyennes en mm 1996-2010.

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	Année
évaporation (mm)	203	152	96	73	79	75	113	135	186	261	339	312	2 023

Source : Office National de Météorologie

D'après les observations obtenues, nous constatons que l'évaporation est importante aux mois de juin, juillet et aout et elle est faible aux mois de décembre, janvier et février.

II. 5 La pluviométrie

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau. La série pluviométrique correspondant au site d'étude est celle de la Station de BOUIRA.

Tableau II. 11 : Caractéristiques de la station pluviométrique.

Code de la station	Nom de la station	Coordonnées Lambert (m)		Altitude (m)	Nombre d'années
		X(KM)	Y(KM)		
150208	BOUIRA	616	337,2	520	31

Source : ANRH

Les données pluviométriques de la région d'étude sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 12: Pluviométrie moyenne mensuelle et interannuelle (mm) (1996-2010)

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mar	avri	mai	juin	juil	aout	Année	
Pluie	Mm	33	12	4,6	30,7	28	44,4	57,1	57,8	47	51,8	44,2	9,7	420,4
	%	7,9	2,9	1,1	7,3	6,7	10,5	13,5	13,8	11,2	12,3	10,5	2,3	100

Source : Office National de Météorologie

A partir du tableau des précipitations moyennes mensuelles, on distingue une saison humide de 9 mois (de Septembre jusqu'à Mai) pendant laquelle la pluie représente 93,7 % de la pluie moyenne annuelle. et une saison sèche du mois de Juin à Aout.

II. 6 Sismicité

L'Algérie est découpée en cinq (5) zones de sismicité croissante, soit :

Zone 0 : sismicité négligeable,

Zone I: sismicité faible,

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne,

Zone III : sismicité élevée.

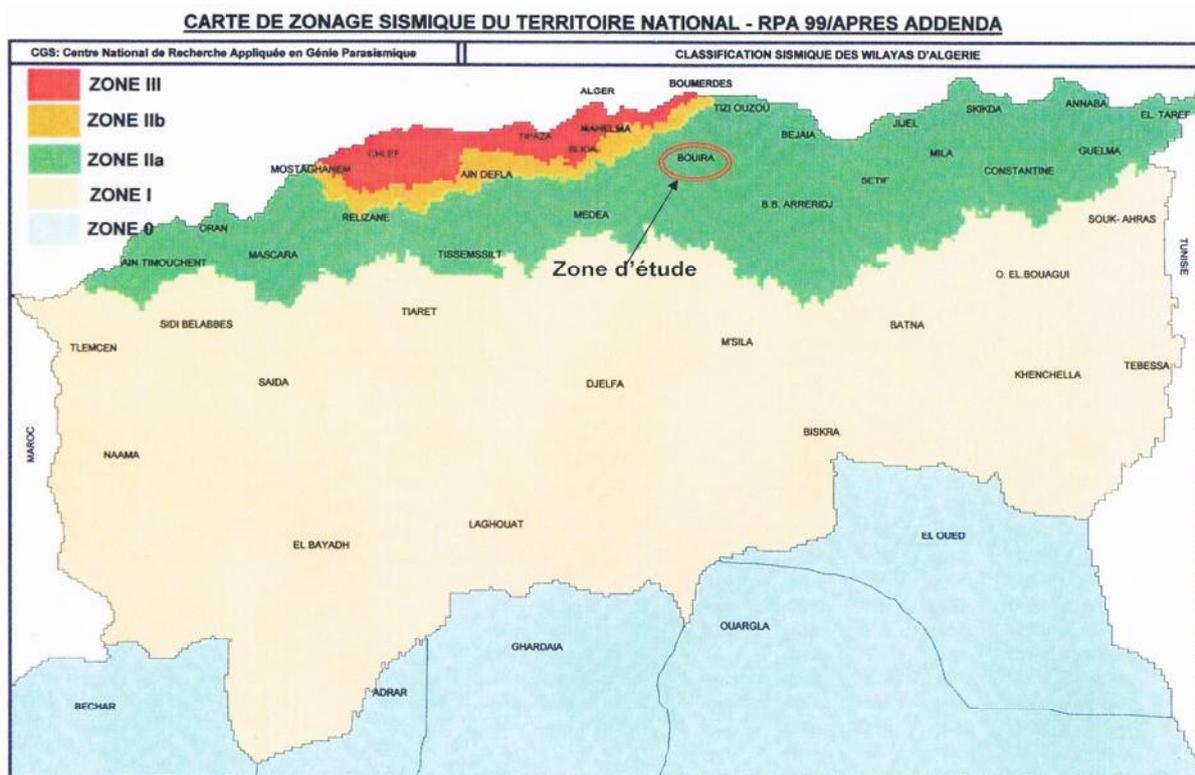


Figure II.3 : Carte de zonage sismique du territoire national.

L'ensemble du territoire de la wilaya de BOUIRA se trouve dans la zone sismique IIa : zone de sismicité moyenne.

Il est important de prendre en considération dans l'aménagement ces mouvements de la terre et surtout la fréquence de ces événements naturels.

Toute construction future doit prendre en considération les valeurs actualisées après le séisme du 21 MARS 2003 mentionnées dans le nouveau règlement parasismique Algérien, élaboré par le Centre National de Recherches Appliquées en Génie Parasismique d'Alger.

Ce règlement désigne les nouveaux coefficients à appliquer dans les calculs des structures dans la zone de réalisation.

II. 7 Géologie

La description du secteur d'étude s'inspire dans ses grandes lignes de la carte géologique de l'Algérie :

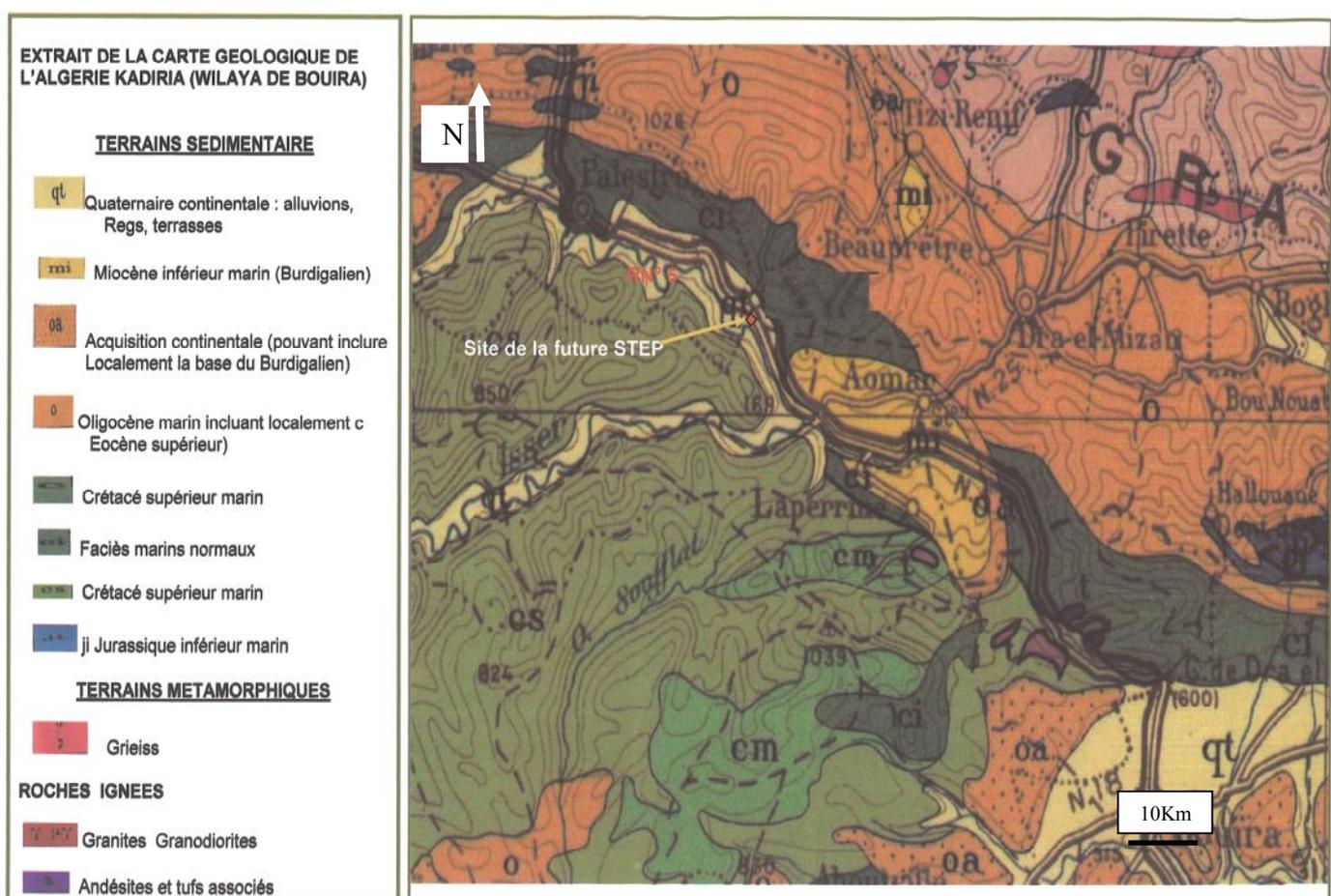


Figure II.4 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie, KADIRIA (wilaya de BOUIRA)

Le quaternaire occupe presque tout le secteur d'étude. Il s'agit essentiellement des formations alluvionnaires anciennes et récentes s'étalant sur un vaste espace plat de quelques mètres de profondeurs.

De point de vue litho stratigraphique la région d'étude est constitué de :

- ✓ Terrain sédimentaire (quaternaire continentale : alluvion, regs, terrasses).
- ✓ Terrains métamorphiques : grieiss
- ✓ Roches ignées : granites grandiorites, andésites et tufs associés.

La géologie locale du site comme elle est représentée sur la carte géologique de la feuille de l'Algérie est constitué par des alluvions, regs, et terrasse bordant ISSER.

II. 8 Hydrographie

Le principale cours d'eau de la commune d'Oued ISSER qui la traverse du Sud-Est au Nord-Ouest, en passant à proximité de l'agglomération chef-lieu, pour en constituer une limite naturelle.

La commune présente en matière d'hydrographie des potentialités importantes au vu d'une pluviométrie correcte alimentant les nappes souterraines existantes et localisées au niveau de la vallée de l'Oued ISSER.

Aussi, les eaux souterraines se trouvent à une profondeur moyenne de 04 m à l'ouest de KADIRIA allant jusqu'à LAKHDARIA aux abords de l'Oued ISSER.

II. 9 Réseau d'assainissement

L'examen de la structure du réseau d'assainissement actuel de la ville de KADIRIA montre qu'on peut se deviser en 3 sous bassins.

La ville de KADIRIA est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire dont l'état est moyen. Le taux de raccordement de la population au réseau est de 100%. Il est constitué de : béton armé pour la majorité des réseaux, béton comprimé pour le réseau principal et en PVC pour le réseau principal et en PVC pour le réseau secondaire.

Tableau II. 13 : caractéristique des collecteurs d'assainissement de la ville de KADIRIA.

Diamètre (mm)	Longueur	Nature
300	8971	Béton comprimé
400	2550	Béton comprimé
600	560	Béton comprimé
500	460	Béton Armé
800	1440	Béton Armé
300	350	PVC

Source : Office National d'assainissement

II. 10 Alimentation en eau potable pour l'A.C.L de KADIRIA

L'agglomération chef-lieu de KADIRIA est alimentée en eau potable à partir de cinq (5) puis, son débit total est estimé à 12 l/s.

La ville de KADIRIA est alimentée aussi à partir du barrage KOUDIET ACERDOUN d'importance régionale destinée à l'irrigation de la vallée des ISSER, assure aussi l'alimentation en eau potable de toute la région. Le quota en eau réservée à KADIRIA est de 30 l/s.

En sommant les deux sources d'alimentation en eau potable pour la wilaya de KADIRIA, on estime un débit de **42 l/s=3659m³/j**. dont la production affectée aux équipements est de 10%. Donc :

La production affectée aux équipements = $3659 \times 0.1 = 365.9 \text{ m}^3/\text{j}$.

La production affectée aux équipements = $3659 - 365.9 = 3293.1 \text{ m}^3/\text{j}$.

Cette production réelle restera constante jusqu'à 2040.

II. 11 Diagnostic de la situation actuelle de la décharge de KADIRIA

La décharge sauvage de KADIRIA se trouve à environ 800 m du chef-lieu. Le site affecté au déversement des déchets de KADIRIA se trouve sur la rive droite d'Oued ISSER, et il est accessible Par le chemin de wilaya n°1.

Le lixivie généré par la décomposition des déchets en décharge expose le milieu récepteur à un risque de contamination.

La décharge de KADIRIA ne présente pas de clôture, pas de poste de contrôle, et pas de pont bascule pour la pesé des camions entrant à la décharge.

Le site de la décharge publique se trouve anarchiquement en absence de casier d'enfouissement, de compactage et de recouvrement des déchets.

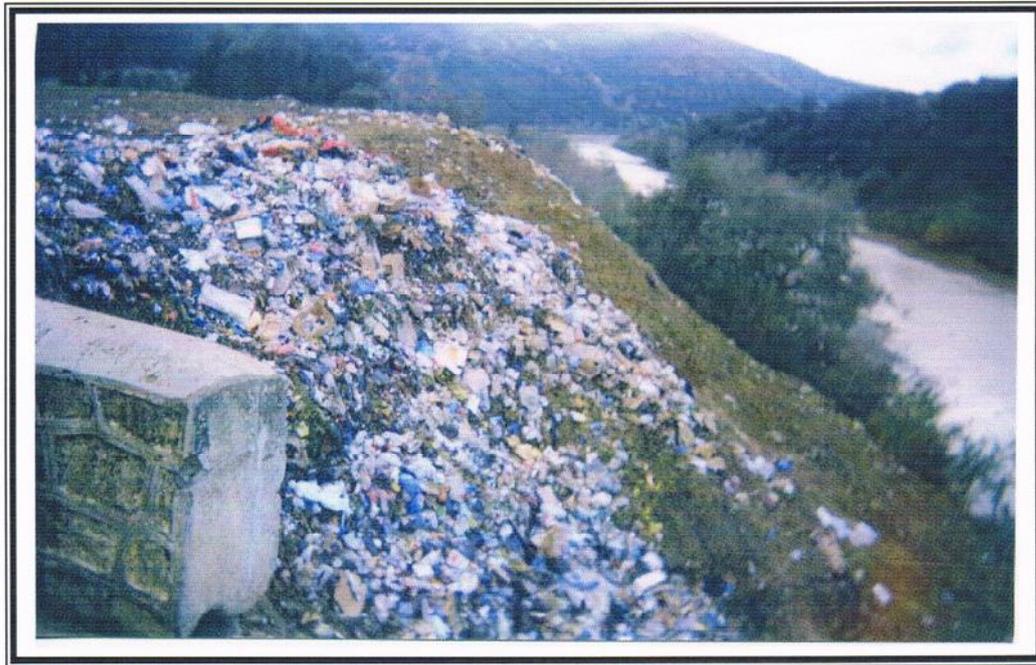


Figure II.5: site de la décharge sauvage de la ville de KADIRIA.

II. 12 Etude démographique

L'évolution de la population de la ville de KADIRIA en 1998 est de 8735 habitant, (source RGPH 98).

Selon les statistiques de L'APC et reprise par le PDAU, la population de l'agglomération de KADIRIA pour l'année 2007 est de 13252 hab, ce qui donne un taux d'accroissement de la population de 1.5% entre 1998 et 2007.

II. 12.1 Population actuelle et future

D'après la D.P.A.T de wilaya de BOUIRA, le taux d'accroissement naturel de la population de la ville de KADIRIA est de 1.5%, et sera conservé constant pour l'estimation de la population pour 2007 et 2040.

Pour l'estimation de l'évolution de la population de la ville de KADIRIA, il a été tenu compte des données de l'étude du PDAU, les données recueillis sont les suivantes :

En 2007 la population de KADIRIA est de11500 hab

MOGHRANIA1257 hab

OULED CELLALA bas495 hab

L'évolution démographique en Algérie obéit à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + t)^n \tag{II.1}$$

P : Population future.

P₀ : Population de l'année de référence.

t : Taux d'accroissement démographique.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

Les valeurs ainsi calculées sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau II. 14: évolution démographique de la ville de KADIRIA

année	taux en %	population (habitant)
2007	1.5	13252
2010	1.5	13857
2015	1.5	14928
2020	1.5	16082
2025	1.5	17325
2030	1.5	18664
2035	1.5	20106
2040	1.5	21660

Source : DPAT

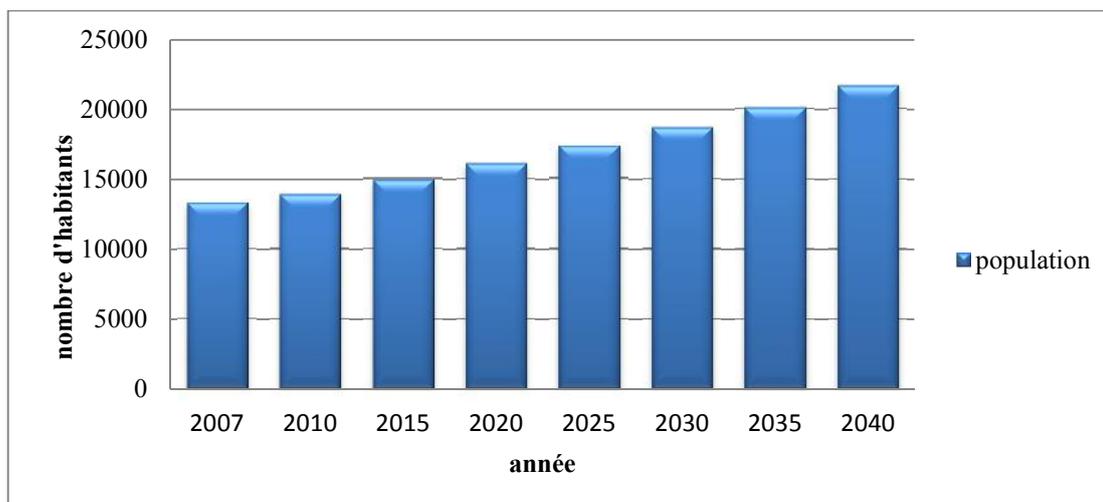


Figure II.6: évolution démographique de la ville de KADIRIA.

II. 13 Site du futur système d'épuration

Avant d'entamer l'étude d'un système d'épuration, il est nécessaire de déterminer le lieu d'implantation de la station.

La station d'épuration reste un outil fondamental pour la protection des milieux naturels. La valorisation de l'image de la station passe par un ensemble de dispositions qui sont à prendre en considération dès l'élaboration du projet en commençant par le choix de l'emplacement du site.

A cet égard, quelques règles doivent être rappelées :

- ✓ Éviter les zones inondables entraînant parfois des dysfonctionnements pendant de longues périodes ; sinon veiller à mettre les équipements électriques hors d'eau,
- ✓ Éviter de construire à proximité d'habitations, de zones d'activités diverses (sportives, touristiques, industrielles,...).
- ✓ S'éloigner le plus possible des zones de captage même si le périmètre de protection est respecté ;
- ✓ Réaliser des études géotechniques (vérification de l'imperméabilité par exemple pour un lagunage). La portance du sol (tenue des ouvrages et des canalisations de liaison) et les qualités du sol conditionnent beaucoup le coût du génie civil ;
- ✓ Prendre des précautions particulières lorsqu'un aquifère se situe à faible profondeur (clapets en fond de bassins,...) ;
- ✓ Ne pas implanter les ouvrages dans les zones plantées d'arbres à feuilles caduques (lit bactérien, lagunage, bassin d'aération...) ;
- ✓ Penser aux extensions ou aux aménagements futurs (disponibilité et réservations de terrains).

Le site retenu pour la réalisation du futur système d'épuration se trouve sur le territoire de la commune de KADIRIA, situé au contre bas de la nouvelle autoroute, sur la rive gauche d'OUED ISSER, il s'étend sur une superficie de 5 ha.

Le terrain de la prochaine station d'épuration appartient au secteur étatique (terrain domanial).



Figure II.7: le site d'implantation de la future STEP de KADIRIA

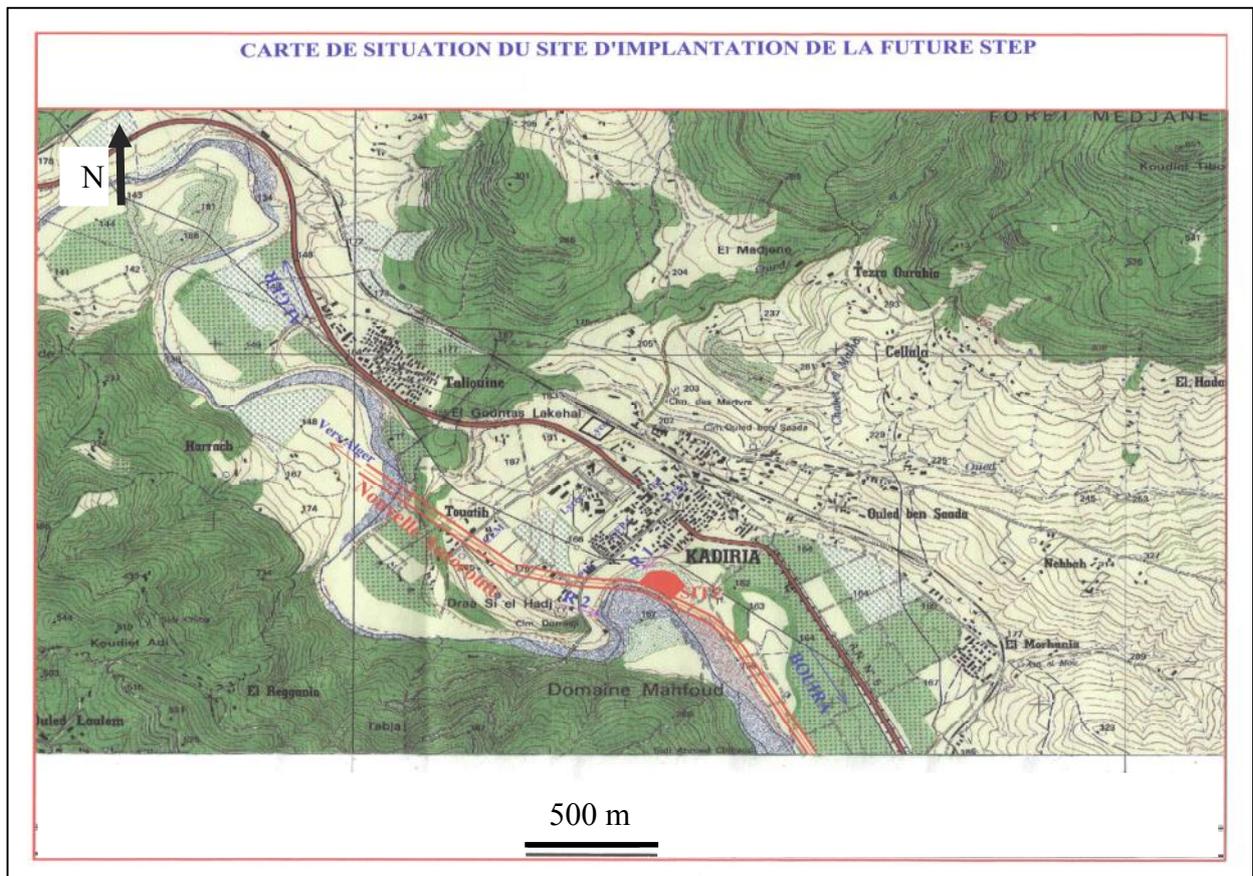


Figure II.8: Carte de situation du site d'implantation de la future STEP.

II. 14 Détermination de la capacité hydraulique de la station

Pour la détermination de la capacité hydraulique de la station d'épuration de KADIRIA nous prenons en considération les hypothèses suivantes:

- ✓ La population aux horizons d'étude, soit : l'an 2010, 2015, 2020, 2025, 2030, 2035, 2040.
- ✓ La dotation en eau potable est fixée par le ministère des ressources en eau à des valeurs de :
 - 150 l/hab/jour à l'horizon 2010-2025
 - 200 l/hab/jour à l'horizon 2025-2040
- ✓ Le taux de raccordement qui représente le pourcentage des eaux usées raccordées au réseau d'assainissement est de 100%.
- ✓ Le taux de réduction des eaux de consommation est établi à 80%.

II. 14.1 Calcul des besoins en eau

Ce calcul consiste à déterminer la consommation moyenne journalière elle est définie comme le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

II. 14.1.1 consommation domestique

Les besoins de la consommation domestique est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{cons} = dot N_{hab} \quad (II.1)$$

- ✓ Q_{cons} : Le débit de consommation domestique.
- ✓ dot : La dotation.
- ✓ N_{hab} : Nombre d'habitants.

Tableau II. 15: Calcul des débits de consommation domestique.

Horizon	population	dotation (l/hab/j)	Q_{cons} (m3/j)
2007	13252	150	1987.8
2010	13857	150	2078.55
2015	14928	150	2239.2
2020	16082	150	2412.3
2025	17325	150	2598.75
2030	18664	200	3732.8
2035	20106	200	4021.2
2040	21660	200	4332

II. 14.1.2 les besoins des équipements

Tableau II. 16 : Les besoins en eau des équipements de la ville de KADIRIA.

Equipement	Maternités	Cafés	Restaurants	Mosquées	Abattoirs	Etablissements scolaires	Totale
Consommation (m3/j)	2.8	1.4	15.75	4.5	2	55.89	82.34

Source : DHW de BOUIRA.

Les besoins des équipements obtenus correspondent à l'année 2007. Alors pour prévoir un débit estimatif pour les différents horizons d'étude, nous nous permettons de majorer les besoins industriels et les équipements de 50 % jusqu'à l'an 2025 et de 100 % au-delà de 2025, Selon la DHW de BOUIRA.

Donc :

- ✓ Pour l'horizon 2025 : $Q_{moy\ j\ equi}=1,5$ Consommation totale
- ✓ Pour l'horizon 2040 : $Q_{moy\ j\ equi}=2$ Consommation totale

Avec :

- ✓ $Q_{moy\ j\ equi}$: Débit des eaux usées d'équipement ;

Les besoins totaux en eau de l'agglomération de KADIRIA sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 17 : Récapitulation des besoins en eau de la ville de KADIRIA.

Horizon	population	dotation (l/hab/j)	taux de raccordement(%)	cons dom (m3/j)	cons d'équip (m3/j)	totale (m3/j)
2007	13252	150	100	1988	124	2111
2010	13857	150	100	2079	124	2202
2015	14928	150	100	2239	124	2363
2020	16082	150	100	2412	124	2536
2025	17325	150	100	2599	165	2763
2030	18664	200	100	3733	165	3897
2035	20106	200	100	4021	165	4186
2040	21660	200	100	4332	165	4497

II. 14.2 Estimation des débits d'eaux usées

Le calcul des débits d'eaux usées est déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{EU} = Q_{cons} T_r K_r \quad (II.2)$$

D'où :

- ✓ Q_{EU} : Débit d'eaux usées ;
- ✓ Q_{cons} : Débit de consommation urbaine ;
- ✓ T_r : Taux de raccordement, qui est (100%);
- ✓ K_r : Coefficient de réduction, (80%) ;

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant /

Tableau II. 18 : Calcul des débits d'eaux usées de la ville de KADIRIA.

Horizon	Population	Q_{cons} (m3/j)	T_r (%)	K_r (%)	Q_{EU} (m3/j)
2007	13252	2111	100	80	1689
2010	13857	2202	100	80	1762
2015	14928	2363	100	80	1890
2020	16082	2536	100	80	2029
2025	17325	2763	100	80	2211
2030	18664	3897	100	80	3118
2035	20106	4186	100	80	3349
2040	21660	4497	100	80	3597

Tableau II. 19 : Récapitulatif débits d'eaux usées par horizons d'étude.

Horizon	Population	Q_{cons} (m3/j)	T_r (%)	K_r (%)	Q_{EU} (m3/j)
2025	17325	2763	100	80	2211
2040	21660	4497	100	80	3597

II. 14.3 L'équivalent habitant

Pour quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques et pour un éventuel calcul de système d'épuration, il faut disposer d'une unité qui est l' « Equivalent Habitant ». On le définit comme étant une unité de mesure permettant d'évaluer la capacité d'une station d'épuration. Cette unité de mesure se base sur la quantité de pollution émise par personne et par jour.
1 EH = 60 g de DBO₅/jour soit 21,6 kg de DBO₅/an.

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

$$E.H = \text{Charge de la STEP} / \text{Rejet spécifique} \quad (\text{II.3})$$

Rejet spécifique = dotation moyenne journalière x Taux de réduction d'assainissement (80%).

Donc:

Rejet spécifique = $150 \text{ l/hab/j} \times 0.80 = 120 \text{ l/hab/j}$...jusqu'à l'horizon 2025.

= $200 \text{ l/hab/j} \times 0.80 = 160 \text{ l/hab/j}$...à partir de 2025.

Le calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 20 : Capacité en E.H de KADIRIA.

Horizon	Population	Débit d'eau usée (m3/j)	Dotation (l/hab/j)	Taux de réduction ass (%)	Rejet spécifique (m3/hab/j)	Capacité E.H
2007	13252	1689	150	80	0.12	14075
2010	13857	1762	150	80	0.12	14680
2015	14928	1890	150	80	0.12	15751
2020	16082	2029	150	80	0.12	16905
2025	17325	2211	150	80	0.12	18423
2030	18664	3118	200	80	0.16	19487
2035	20106	3349	200	80	0.16	20929
2040	21660	3597	200	80	0.16	22483

Tableau II. 21 : Calcul de nombre d'équivalent habitant pour les différents horizons d'étude.

Horizon	Population	Débit d'eau usée (m3/j)	Dotation (l/hab/j)	Taux de réduction ass (%)	Rejet spécifique (m3/hab/j)	Capacité E.H
2025	17325	2211	150	80	0.12	18423
2040	21660	3597	200	80	0.16	22483

II. 14.4 Le débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = Q_{moyj}/24 \quad (\text{II.4})$$

II. 14.5 Débit moyens diurne

C'est le débit correspondant à la période de 16h consécutives au cours de laquelle, la station reçoit le plus grand volume d'eaux usées. Elle s'étend généralement de 8h à 24h.

En suivant les conditions et l'importance des rejets, la période de débit maximum varie entre 14h et 18h.

Le débit moyen diurne est donné par la formule suivante :

$$Q_d = Q_{moyj}/16 \quad (\text{II.5})$$

II. 14.6 Débit de pointe par temps sec

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

$$K_p = \begin{cases} 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy j}}} & \text{Si } Q_{moy j} \geq 2.8 \text{ l/s.} \\ 3 & \text{Si } Q_{moy j} < 2.8 \text{ l/s.} \end{cases}$$

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

$$Q_{pts} = K_p Q_{moy j} \quad (\text{II.6})$$

II. 14.7 Le débit de pointe en temps de pluie

Le débit de pointe en temps de pluie est donné par :

$$Q_{ptp} = (2 \div 5) Q_{pts} \quad (\text{II.7})$$

Nous prenons $Q_{ptp} = 3 * Q_{pts}$.

Il conviendrait de préciser que le réseau d'assainissement de notre zone d'étude est unitaire. Les ouvrages d'épuration seront donc dimensionnés sur la base d'un débit maximum (Q_{ptp}).

Les résultats de calcul des charges hydrauliques de la STEP de KADIRIA, obtenus à partir des équations précédentes sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II. 22 : Calcul des charges hydrauliques.

Horizon	$Q_{moy j}$ (m3/j)	$Q_{moy h}$	Q_d	K_p	Q_{pts} (l/s)	Q_{ptp} (l/s)
2025	2211	92.11	138.17	1.99	51.03	153.08
2040	3597	149.89	224.83	1.89	78.59	235.76

II. 15 Mesure de la charge polluante

Dans cette partie, il s'agit de faire une évaluation quantitative et qualitative de la charge polluante issue des rejets des eaux usées de la ville de KADIRIA. Pour cela, nous avons procédé aux analyses des différents paramètres de pollution.

Afin de faire ressortir la composition de ces eaux usées, nous donnerons les résultats puis l'interprétation de ces analyses en considérant les paramètres de pollution les plus importants. Les analyses des échantillons prélevés ont été réalisées au niveau du Centre National des Technologies et du Consulting (CNTC de BOUMERDES).

II. 15.1 Prélèvement et échantillonnage

Les prélèvements ont été effectués dans des bouteilles particulièrement propres, rincées plusieurs fois avec de l'eau à analyser, ces bouteilles ont été conservées dans une glacière et acheminées vers le laboratoire d'analyse. Une campagne de prélèvement a été effectuée en date de (06-04-2008 et 90-04-2008) pour l'analyse des eaux usées de la ville de KADIRIA, au niveau des deux rejets (**rejet centre, et rejet MOGHRANIA**).

II. 15.2 Précautions à prendre durant les prélèvements

L'eau doit être prélevée dans des bouteilles propres rincées plusieurs fois. Il est important de respecter deux principales conditions :

- ✓ Les échantillons doivent être aussi représentatifs que possible ;
- ✓ L'opérateur doit éviter de les contaminer par les produits exogènes.

En plus de ces deux conditions, les prélèvements se font généralement à fort débit (en vue de collecter une masse importante des polluants présents en suspension). Ce pendant les sites de prélèvement doivent être soumis à l'influence de toutes les sources de pollution.

II. 15.3 Méthodes et paramètres à analyser

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

Tableau II. 23: Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution.

Paramètres mesurés	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
pH	pH mètre
Conductivité	Conductimètre
Matière En Suspension (MES)	Filtration à 150°C
Matière Volatile en Suspension (MVS)	Calcination à 550°C
Demande Chimique en Oxygène (DCO)	Bichromate de potassium
Demande Biochimique en Oxygène (DBO5)	Manomètre (DBO-mètre)
Phosphates (PO4)	Colorimètre
Azote	Dosage

II. 15.4 Résultats d'échantillonnage

Les résultats d'analyse des eaux usées, sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau II. 24: Résultats d'analyse chimique des eaux usées (rejet centre).

REJET CENTRE						
Paramètres analysés	Unité	E1 06-04-08 09h15	E2 06-04-08 13h30	E3 09-04-08 09h30	E4 06-04-08 13h30	moy (E1+E2+E3+E4)
Température	C°	20	20	19	19	19.50
PH	-	8.11	8.15	8.15	8.14	8.14
Conductivité	(µs/cm)	2920	2960	2780	2720	2845.00
DBO5	(mgO ₂ /l)	260	230	190	180	215.00
DCO	(mgO ₂ /l)	540	480	360	300	420.00
MES	(mg/l)	807	620	543	750	680.00
NH ₄ ⁺	(mg/l)	63	68	64	66	65.25
Nitrate	(mg/l)	0.35	0.163	0.372	0.066	0.24
Nitrite	(mg/l)	2.04	1.93	2.002	2.016	2.00
N Totale	(mg/l)	65.39	70.09	66.37	68.82	67.49
Sulfate	(mg/l)	275.32	346.93	432.12	445.9	375.07
PO4	(mg/l)	2	2.2	2	2.2	2.10

Source : CNTC de BOUMERDES

Tableau II. 25: Résultats d'analyse chimique des eaux usées (rejet MORHANIA).

REJET MORHANIA						
Paramètres analysés	Unité	E1 06-04-08 09h15	E2 06-04-08 13h30	E3 09-04-08 09h30	E4 06-04-08 13h30	moy (E1+E2+E3+E4)
Température	C°	20	20	19	19	19.50
PH	-	7.88	7.87	7.98	8.02	7.94
Conductivité	(µs/cm)	2140	2170	3040	3000	2587.50
DBO5	(mgO ₂ /l)	180	170	190	240	195.00
DCO	(mgO ₂ /l)	380	320	380	500	395.00
MES	(mg/l)	48	50	88	76	65.50
NH ₄ ⁺	(mg/l)	59.5	58	52	61	57.63
Nitrate	(mg/l)	0.372	TRACE	2.432	0.491	1.10
Nitrite	(mg/l)	0.615	0.557	1.64	1.719	1.13
N Totale	(mg/l)	60.49	58.56	56.07	63.21	59.86
Sulfate	(mg/l)	231.7	293.84	351.05	358	308.65
PO4	(mg/l)	0.6	0.8	2.4	2.8	1.65

Source : CNTC de BOUMERDES

Tableau II. 26: la moyenne d'analyse chimique des deux rejets.

Paramètres analysés	Unité	Rejet Centre	Rejet MORHANIA	MOYENNE
Température	C°	19.5	19.5	19.50
PH	-	8.14	7.94	8.04
Conductivité	($\mu\text{S}/\text{cm}$)	2845	2587.5	2716.25
DBO5	(mgO_2/l)	215	195	205.00
DCO	(mgO_2/l)	420	395	407.50
MES	(mg/l)	680	65.5	372.75
NH_4^+	(mg/l)	65.25	57.63	61.44
Nitrate	(mg/l)	0.24	1.10	0.67
Nitrite	(mg/l)	2.00	1.13	1.56
N Totale	(mg/l)	67.49	59.86	63.68
Sulfate	(mg/l)	375.07	308.65	341.86
PO4	(mg/l)	2.10	1.65	1.88

Tableau II. 27: Résultats d'analyse des métaux lourds.

Métaux lourds			
Paramètres analysés	Unités	Rejet CENTRE 06-04-08 13h30	Rejet MORHANIA 06-04-08 13h30
Fer	(mg/l)	1.6	4
Plomb	(mg/l)	< 0.2	< 0.2
Cuivre	(mg/l)	< 0.2	< 0.2
Zinc	(mg/l)	0.11	0.46
Chrome	(mg/l)	< 0.2	< 0.2

II. 15.5 Interprétation des résultats

II. 15.5.1 Température

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

La valeur moyenne retenue pour les deux rejets est de 19.5°C.

Cette valeur ne dépasse pas les 30°C, elle est donc conforme aux caractéristiques des eaux usées urbaines et favorisent la croissance des micro-organismes responsables de l'épuration et permettant ainsi un meilleur rendement d'épuration.

II. 15.5.2 pH

Les valeurs moyennes de pH pour les deux rejets sont respectivement 8.13 et 7.93 ; ces valeurs s'inscrivent dans la fourchette des valeurs généralement observées pour les eaux usées urbaines à caractère ménagère (6.5-8.5).

On peut constater que cette valeur se situe dans la bonne gamme d'activité microbienne, ce qui favorise le traitement biologique.

II. 15.5.3 Conductivité

La mesure de la conductivité permet d'évaluer rapidement la salinité du rejet. Une conductivité électrique de l'eau supérieure à 1500 $\mu\text{S}/\text{cm}$ entraîne une minéralisation excessive. Dans notre cas la valeur moyenne est de l'ordre de 2855 $\mu\text{S}/\text{cm}$ pour le rejet centre, et 2587.5 $\mu\text{S}/\text{cm}$ pour le rejet MORHANIA, ce qui reflète une forte minéralisation de l'eau usée.

II. 15.5.4 DBO₅

La demande biochimique en oxygène représente la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour décomposer par oxydation les matières organiques contenues dans l'eau.

Les valeurs moyennes pour les deux rejets sont respectivement 215 et 195 mg/l. au vu des résultats obtenus, nous pouvons dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine à prédominance domestique.

II. 15.5.5 DCO

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

Les résultats obtenus des échantillons analysés pour les deux points de rejets sont respectivement 420 et 395 mg/l.

Ces valeurs reflètent celle d'une eau usée urbaine, qui est généralement inférieure à 750 mg/l.

II. 15.5.6 MES

Les valeurs moyennes de nos échantillons analysées pour les deux points de rejets sont respectivement 680 et 65.5 mg/l. ces valeurs montrent que le rejet analysé du centre est fortement chargé en matières en suspension, tandis que le rejet de MORHANIA est moyennement chargé en MES.

II. 15.5.7 Les sulfates

La présence de sulfates en quantités supérieure à 300 mg/l peut entraîner dans certaines conditions une attaque du béton et accélérer la corrosion du fer.

Dans notre cas, les valeurs moyennes des sulfates de nos échantillons analysés sont 375.06 mg/l pour le rejet centre, et 308.64 mg/l pour le rejet de MORHANIA. Cette valeur est légèrement élevée, ce qui peut générer un dégagement d'H₂S dans les bassins d'aération.

II. 15.5.8 NH₄⁺

L'azote ammoniacal traduit habituellement un processus de dégradation incomplète de la matière organique et sa présence dans les eaux usées indique que la pollution est récente.

Généralement pour les eaux usées domestiques dans le cas où il n'existe pas d'activités industrielles fortement polluantes, les valeurs de ce paramètre sont situées entre 12 et 60 mg/l.

Dans notre cas les valeurs moyennes des deux rejets sont de l'ordre de 65.25 mg/l, et 57.63 mg/l. Ceci montre que l'eau de rejet est riche en azote ammoniacal. Elle est supérieure à la valeur admissible par les normes.

Les teneurs en *nitrates et nitrites* sont faibles, ce qui est bien caractéristique d'une eau usée urbaine à caractère ménager. Cette faible teneur s'explique par le fait qu'il s'agit d'un milieu réducteur.

On explique la présence d'azote ammoniacal avec une grande concentration par : la présence d'autres éléments azotés qui sont essentiellement les nitrates et les nitrites. Il y a une réduction des nitrates qui évoluent en nitrites qui sont fugaces, car ils se transforment rapidement en ammonium du fait des réactions chimiques de réduction (absence d'oxygène).

II. 15.5.9 PO₄⁻

La présence naturelle des phosphates est liée aux caractéristiques des terrains traversés, et à la décomposition de la matière organique. Des teneurs supérieures à 0.5 mg/l doivent constituer un indice de pollution.

Les phosphates interviennent dans la formation de la biomasse bactérienne. Leur dosage est important car ils peuvent modifier les conditions des formations des floccs bactériens en agissant comme défoulant lors du traitement biologique.

Les valeurs moyennes retenues en phosphore total pour les deux rejets sont respectivement 2.1 et 1.65 mg/l.

II. 15.5.10 Biodégradabilité et nature du rejet

Les effluents biodégradables sont caractérisés par les paramètres suivants :

$$\text{DCO/DBO} < 2.5$$

$$\text{DCO} < 750 \text{ mg/l}$$

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

Tableau II. 28: résultats des rapports DCO/DBO₅.

Concentrations / Paramètres	DCO (mgO ₂ /l)	DBO ₅ (mgO ₂ /l)	DCO/DBO ₅
Rejet Centre	420	215	1.95
Rejet MORHANIA	395	195	2.03

Les valeurs des rapports DCO/DBO₅ des deux rejets sont respectivement de l'ordre de 1.95 et 2.03. Ces rapports montrent que les rejets de KADIRIA contiennent des matières biodégradables. Ce constat est confirmé par le fait qu'il n'existe aucune industrie polluante rejetant dans le réseau d'assainissement.

II. 15.5.11 Métaux lourds

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

II. 16 Conclusion

L'étude climatologique de la ville de KADIRIA nous a permis de définir le climat de la région comme étant « un climat semi-aride », avec une saison sèche, et autre humide et longue.

Grâce à une étude géographique, géologique et climatologique de la ville de KADIRIA, on a pu choisir l'emplacement adéquat de la future STEP.

Sur la base des résultats obtenus des débits des eaux usées, nous proposons une capacité hydraulique (débit moyen journalier) du futur système d'épuration de : 2211 (m³/j) pour l'an 2025, et 3597 (m³/j) pour l'horizon 2040.

D'après les résultats d'analyses des eaux résiduaires de la ville de KADIRIA on peut conclure la nature urbaine et la biodégradabilité de la pollution de ces eaux. D'où un simple traitement biologique donnera un bon résultat d'abattement de la charge organique.

Chapitre III

Procédé d'épuration par boues activées

III. 1 Introduction

Le procédé à boues activées, est un système fonctionnant en continu dans lequel des micro-organismes sont mis en contact avec les eaux usées contenant les matières organiques. Le milieu est rendu favorable à la vie de la flore microbienne par apport d'air d'une part et par introduction de substances nutritives d'autre part.

III. 2 Éléments d'une station à boues activées

L'installation d'une station d'épuration à boues activées est constituée essentiellement d'un bassin d'aération précédé d'un prétraitement (dégrillage, dessablage et déshuilage) , d'un traitement primaire dont le but d'éliminer les matières en suspension, et suivi d'un clarificateur qui assurera la séparation de l'effluent épuré des boues qui seront en partie recyclées dans le bassin d'aération pour en assurer le réensemencement, et en partie extraites (boues en excès)vers le traitement des boues.

C'est dans le bassin d'aération que la majeure partie des réactions biochimiques de transformation de la pollution carbonée (voire azotée et phosphorée) a lieu.

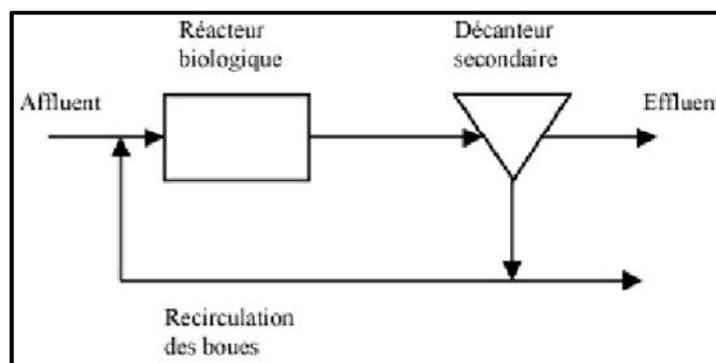


Figure III.1: Fonctionnement d'une station d'épuration par boues activées.

Le traitement par la technique de boues activées peut être réalisé par les deux principaux types :

- ✓ mélange intégral
- ✓ mélange piston

III. 2.1 Mélange intégral

Le mélange intégral est un procédé permettant de mélanger instantanément les eaux décantées à travers la totalité du bassin d'aération. Ainsi, il existe dans le bassin une teneur constante des boues activées, une oxygénation homogène et une répartition uniforme de la pollution organique.

III 2.2 Mélange piston

Dans ce cas, l'eau pénètre à l'une des extrémités du bassin et avance « de front » vers l'autre extrémité. L'effluent injecté à un instant donné progresse donc en bloc (en piston). Il circule lentement dans le sens longitudinal. [1]

III. 2.3 Comparaison entre les deux systèmes

Le réacteur à mélange piston conduit à des rendements d'élimination en DBO plus importants que le bassin à mélange intégral. Ceci pour des temps de séjour faibles.

Le système à mélange intégral est préféré pour sa stabilité et les faibles variations de la concentration de l'effluent traité. La dilution instantanée de l'effluent brut dans le bassin permet d'absorber plus facilement les changements soudains de charge.

III. 3 caractéristiques de fonctionnement

Les caractéristiques usuelles de fonctionnement d'une station d'épuration à boues activées sont définies ci-dessous. Elles seront utilisées pour le dimensionnement :

III. 3.1 La charge volumique C_V

Encore appelée charge organique, elle représente la masse de pollution arrivant chaque jour sur la station par unité de volume de réacteur. Son expression est :

$$C_V = \frac{Q_0 DBC_5}{V} \quad (\text{kg}_{\text{O}_2} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{j}^{-1}) \quad (\text{III.1})$$

où Q_0 ($\text{m}^3 \cdot \text{j}^{-1}$) est le débit journalier d'eau brute à traiter.

DBC_5 ($\text{kg}_{\text{O}_2} \cdot \text{m}^{-3}$) est la Demande Biologique en Oxygène de l'effluent à cinq jours.

V (m^3) est le volume du réacteur

III. 3.2 La charge massique C_m

Appelée également charge de boues, elle correspond au rapport entre la charge volumique et la concentration en biomasse dans le réacteur. Son expression est :

$$C_m = \frac{Q_0 DBC_5}{V MVS} = \frac{C_V}{MVS} \quad (\text{kg}_{\text{O}_2} \cdot \text{kg}_{\text{MVS}}^{-1} \cdot \text{j}^{-1}) \quad (\text{III.2})$$

Les procédés sont classés en trois catégories différentes suivant leurs valeurs de charges volumique et massique. L'élimination de la seule pollution organique biodégradable permet de fonctionner à moyenne ou forte charge. En revanche, les

performances actuelles exigées pour le traitement de l'azote et du phosphore nécessitent des installations à faible charge. Les rendements épuratoires dépendent donc de la charge de l'installation.

III. 3.3 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. [1]

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO ₅ /Kg MES .j)	Charge volumique C_v (KgDBO ₅ /m ³ .j)	Agés des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO ₅
Aération prolongée	$0,05 \leq C_m < 0,1$	$C_v < 0,40$	14	$R \geq 95\%$
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10 à 30	$R \geq 90\%$ Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	$R = 80 \text{ à } 90\%$ Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	$R < 80\%$

III. 4 Choix du procédé d'épuration

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés en prenant en considération leurs avantages et inconvénients qui sont cités dans le tableau III.4:

III. 4.1 Procédé à forte charge

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

III. 4.2 Procédé à moyenne charge

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

III. 4.3 Procédé à faible charge

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

III. 5 Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne :

Lorsqu'on apporte des matières organiques dans un milieu microbien, et si celui-ci n'est pas dépourvu en éléments nutritifs, on assiste à une évolution progressive de la masse microbienne suivant cinq phases principales

Phase I : de latence

Pendant laquelle les micro-organismes s'adaptent au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle, la DBO₅ reste pratiquement constante.

Phase II : de croissance exponentielle

Pendant cette phase, le milieu riche en nourriture, permet un développement rapide des bactéries. La consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire. Ainsi la DBO diminue rapidement par contre la masse des matières volatiles en suspension augmente et la masse d'oxygène présente dans le milieu décroît.

$$\frac{dX}{dt} = \mu X \quad (\text{III.3})$$

X : La masse bactérienne présente au temps (t)

μ : Taux de croissance en j⁻¹

Par intégration de l'équation précédente, on aura : $X = X_0 \cdot e^{(\mu t)}$

X₀ : La masse bactérienne présente au temps t₀

Phase III : de ralentissement

Cette phase est marquée par un appauvrissement du milieu en nourriture entraînant un ralentissement de la synthèse cellulaire. On observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS

$$\frac{dX}{dt} = K S X \quad (\text{III.4})$$

On définit la notion du rendement comme suit

$r = \frac{\Delta X}{\Delta S}$ Qui est exprimé en mg/l de biomasse formée par mg/l de substrats éliminés.

$\Delta X = r \Delta S$ soit encore $dX/dt = r(dS/dt)$

En posant $K'' = K'/r$ on a : $dX/dt = K'' \cdot S X \quad (\text{III.5})$

En intégrant, on aura : $S_f = S_o \cdot e^{(-K'' \cdot T)}$

Et par un développement en série de TAYLOR on aura :

$$S_f/S_o = 1 / (1 + K'' \cdot T) \quad \text{(III.6)}$$

S_f : Quantité de substrat final (DBO final)

S_o : Quantité de substrat initial (DBO initial)

Phase IV : stationnaire

Les bactéries continuent à se diviser, mais en utilisant les réserves accumulées au cours des stades précédents. Et on a : $\frac{dX}{dt} = -bX$

dX/dt : Vitesse de disparition du substrat

b : Taux de mortalité

Phase V : de déclin ou phase endogène

L'épuisement du milieu en matières organiques, provoque la mort de nombreux micro-organismes. Il se passe alors une auto-oxydation c'est la phase endogène. L'oxygène apporté est utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO_2 , H_2O , $\text{NO}_2 \dots$).

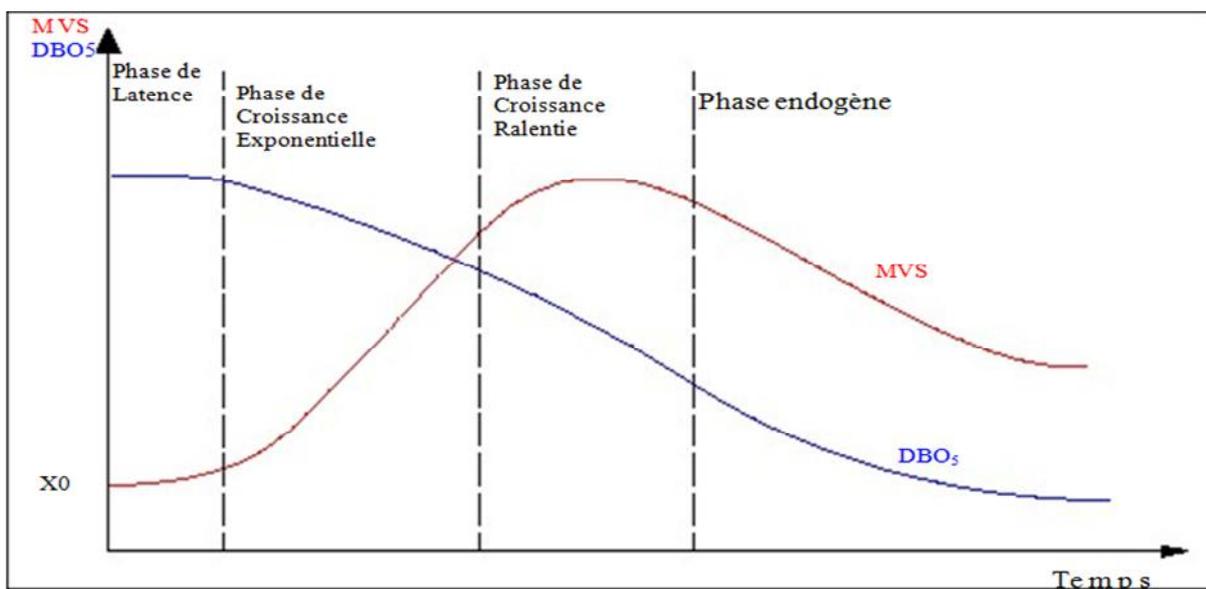


Figure III.2 : différentes phases de l'évolution de la DBO et MVS. [1]

III. 6 Consommation d'oxygène

Dans les stations d'épuration biologique, l'effluent chargé en matières organiques inertes est mis en présence d'une suspension bactérienne dense en milieu aéré.

Les matières organiques contenues dans l'effluent peuvent être :

- ✓ assimilées et transformées en composants cellulaires (anabolisme).

- ✓ dégradées par oxydation pour fournir de l'énergie nécessaire à ces synthèses cellulaires (catabolisme).
- ✓ absorbées et stockées par les cellules, en cas d'une alimentation surabondante. L'utilisation de ces matériaux stockés est alors différente.

La pollution éliminée que nous supposons exprimée directement en poids de matières organiques, est répartie donc en trois fractions :

- Une fraction est anabolisée.
- Une fraction est catabolisée
- Le reliquat se trouve *stocké* par les bactéries et est joint aux réserves préexistantes.

Divers travaux ont permis de préciser une formule symbolique de la matière organique contenue dans un effluent urbain. Il s'agit de $C_7H_{11}NO_3$. En ce qui concerne la matière vivante (cytoplasme bactérien), deux formules sont proposées : $C_5H_7NO_2$ ou bien $C_7H_9NO_3$.

La consommation d'oxygène dans l'unité de temps (notée qO_2) peut être donnée sous forme d'une somme de quatre termes, proportionnels l'un à la pollution dégradée, le seconde aux synthèses, le troisième à la masse bactérienne, et le quatrième à la fraction consommée des stocks, on écrit généralement :

Poids. $O_2 = a' \cdot \text{Poids DBO}_5 \text{ éliminée} + b' \cdot \text{Poids matières volatiles}$

D'où :

$$qO_2 = a' \cdot L_e + b \cdot X_a \quad (\text{III.7})$$

Avec :

qO_2 : exprimé en kg/j.

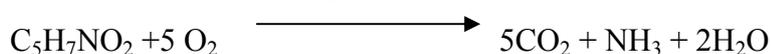
L_e : DBO₅ éliminée exprimée en kg/j.

X_a : masse totale de boue présente dans l'aérateur exprimé en kg

a' : la fraction de pollution transformée en énergie de synthèse au cours de l'épuration. C'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir de 20g de pollution. Sa valeur est comprise entre 0,5 et 0,6 kg O₂/kg DBO₅.j.

b' : coefficient lié à la respiration endogène. ($b'=0,01-0,07$ kg O₂/kg MVS.j).

Les coefficients a' et b' sont déterminés expérimentalement au laboratoire, à partir de l'équation relative à l'oxydation de la matière vivante qui s'écrit :



On constate que 113g de matière vivante exige 160 g d'O₂ pour être minéralisées.

Si on appelle (b) le coefficient représentant la quantité de matière vivante détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.

$$\text{On a : } b' = \frac{160}{113} b \quad \text{soit : } b' = 1,42b$$

b : est exprimé en kg MVS détruit / kg MVS .j

L'oxydation d'une cellule de formule $C_5H_7NO_2$ requiert 1,42 fois son poids d'oxygène

D'où : **$a' = 1,42 am$**

III. 7. Mécanismes d'élimination de l'azote

III. 7.1 Décantation

De nombreuses filières d'épuration comportent une décantation primaire. L'extraction des boues qui s'y accumulent permet naturellement de séparer la fraction de l'azote liée aux matières en suspension des eaux brutes retenues par l'ouvrage.

En fonction de la longueur et de la pente du réseau, l'élimination d'azote par décantation primaire est comprise entre 5 et 10 % de l'azote total reçu par temps sec, et plus en temps de pluie, en réseau unitaire, lorsque s'effectue un auto-curage du réseau.

Lorsque les boues primaires séjournent longuement au contact de l'eau, la libération progressive d'azote ammoniacal produit par la mort des bactéries réduit le rendement de la décantation des influents bruts.

III. 7.2 Ammonification

L'azote organique des eaux urbaines est principalement formé d'urée et d'acides aminés. Sous l'action des bactéries et par hydrolyse notamment, l'ammonification se réalise que le milieu soit oxydant (station d'épuration) ou non (collecteur) selon la réaction suivante :

C'est la transformation de l'azote organique en azote ammoniacal. La vitesse d'ammonification dépend essentiellement de la concentration en azote ammoniacal.

Les réactions d'ammonification se réalisent assez rapidement au niveau des stations d'épuration et au niveau des collecteurs soit sous l'action des bactéries, soit par hydrolyse de l'urée.

III. 7.3 Assimilation

C'est l'utilisation d'une partie de l'azote ammoniacal et éventuellement organique pour la synthèse bactérienne.

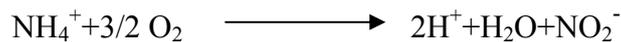
La réaction d'assimilation de la matière organique par les bactéries hétérotrophes en présence d'oxygène dissous peut être représentée par la réaction suivante :



III. 7.4 La Nitrification

Elle nécessite deux opérations successives :

- la nitrification, transformation de l'azote ammoniacal en nitrites, c'est l'œuvre des bactéries nitreuses, nitrosomonas :



- la nitrification, transformation des nitrites en nitrates, c'est l'œuvre des bactéries nitriques, nitrobacter :



Ces bactéries de la nitrification sont aérobies, utilisent le gaz carbonique comme source de carbone. Elles ont un taux de croissance très faible.

A ce stade l'azote est désormais essentiellement présent sous forme de nitrates, puisque seuls, 2 ou 3 mg/l d'azote réfractaire ne peuvent être nitrifiés

III. 7.4.1 Influence des caractéristiques du milieu de culture

pH : Le pH influence directement la croissance des bactéries nitrifiantes. L'activité la plus élevée est atteinte pour des pH compris entre 8 et 9 mais il est fréquent qu'elle ne soit pas significativement affectée jusqu'à un pH de 7. Au-delà de ces valeurs optimales de pH (7 à 9), la vitesse de croissance de la biomasse nitrifiante chute significativement traduisant une inhibition partielle de son activité.

Température : Entre 30 et 35°C, la croissance est peu influencée par la température, mais devient impossible au-delà de 35°C. [1]

III. 7.5 Dénitrification biologique

La dénitrification est la réduction par des micro-organismes des nitrates en azote moléculaire, donc en un gaz inerte qui contrairement aux autres composés de l'azote est relativement non utilisable pour la croissance biologique.



Chaque étape est catalysée par une enzyme particulière. L'équation globale de réaction peut s'écrire :

$$0,61\text{C}_{18}\text{H}_{19}\text{O}_9\text{N} + 4,54\text{NO}_3^- + 0,39\text{NH}_4^+ + 4,15 \text{H}^+ \longleftrightarrow \text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2 + 5,15\text{H}_2\text{O} + 5,98\text{CO}_2 + 2,27\text{N}_2$$

III. 7.5.1 Conditions de la dénitrification

✓ Oxygène dissous

La dénitrification ne se produit de manière significative que si la concentration d'oxygène dissous dans le milieu est nulle.

✓ Charge

La dénitrification est d'autant plus rapide que la quantité de carbone disponible est importante, et que ce carbone est rapidement biodégradable. En pratique, la dénitrification est nettement ralentie lorsque le rapport $\frac{DBO_{disponible}}{N_{à\text{dénitrifier}}}$ est compris entre 1.5 et 2.

✓ PH

Les pH optimaux se situent entre 6,5 et 7,5 et ne constituent donc pas un facteur particulièrement limitant dans la plupart des cas de stations d'épuration.

L'élimination de l'azote nécessite soit la conception de deux bassins séparés dans lesquels sont générées les conditions optimales de chacun, soit par alternance de phases aérobie/anoxie.

Dans le premier cas, la phase de nitrification est réalisée dans le bassin d'aération. Quant à la phase de dénitrification, elle peut être accélérée et intensifiée dans un autre bassin anoxique. La zone anoxique est installée à l'amont immédiat du bassin d'aération.

Dans le deuxième cas, la nitrification et la dénitrification se font en alternance dans le bassin d'aération. En effet : la nitrification se fait lors de marche des aérateurs en présence d'oxygène. Et la dénitrification se fait après l'arrêt des aérateurs en absence d'oxygène (dans un milieu anaérobique).

Lors de l'arrêt des aérateurs, le temps de consommation de l'oxygène dissous est d'environ 20 minutes, cette période ne fait donc pas partie de la phase d'anaérobie totale.

- L'anoxie se caractérise par l'absence d'oxygène et la présence de nitrates ;
- L'anaérobie se caractérise par l'absence d'oxygène et de nitrate.

III. 8 Le décanteur secondaire (la clarification)

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

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

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

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

- Système à bassins séparés: la décantation et l'aération seront alors dans deux bassins distincts;

Système combiné: les phases de décantation et d'aération ont lieu dans le même ouvrage. La séparation du floc bactérien et de la liqueur interstitielle, ou clarification, est normalement assurée par décantation.



Figure III.3: clarificateur de la STEP de BOUIRA.

III. 9 Traitement des boues

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

Les boues récupérées par le raclage de fond sont ramenées en tête de chaque bassin d'aération par l'intermédiaire de deux postes de pompage accolés aux bassins d'aération

III. 9.1 La stabilisation (stabilisation aérobie)

Qui se déroule au niveau des bassins de stabilisation. Elle permet de diminuer le pouvoir fermentescible des boues, c'est-à-dire soit de dégrader les matières organiques qu'elles contiennent, soit de bloquer leurs réactions biologiques. Cette opération peut aussi assurer une fonction d'hygiénisation partielle, c'est-à-dire d'élimination des agents pathogènes présents dans les boues. Elle permet, puisqu'elle évite la fermentation des boues de limiter les nuisances olfactives. La stabilisation peut être obtenue par des moyens biologiques, chimiques ou thermiques. Si elle intervient après l'épaississement, la stabilisation est souvent obtenue par digestion anaérobie. Lorsqu'elle est mise en œuvre après déshydratation, elle est réalisée par chaulage (ajout de chaux), compostage ou séchage.

Elle se fait par voie aérobie (en présence d'oxygène) dans les bassins d'aération ou dans des bassins de stabilisation aérobie.

III. 9.2 L'épaississement

Les boues sont transférées vers l'épaississeur par des groupes de pompes en fosse sèche.

Son principe consiste à enlever une partie plus ou moins importante de l'eau contenue dans les boues. L'épaississement peut être gravitaire, ou par flottation, par égouttage ou par centrifugation. Il a pour objectif de réduire le volume des boues brutes et d'augmenter la concentration en matières sèche (résultat : 3 à 8% de siccité selon les techniques utilisées). L'épaississement facilite en particulier les traitements ultérieurs. Cette étape permet aussi l'évacuation d'une eau claire, peu chargée, qui est ramenée en tête de la station.



Figure III.4: épaisseur de la STEP de BOUIRA

III. 9.3 La déshydratation

Elle permet de pousser plus loin la réduction du volume des boues. Elle est effectuée sur des boues épaissies, stabilisées ou non, et vise à éliminer d'une façon plus ou moins poussée leur humidité.

III. 9.4 Les lits de séchage

Les boues stabilisées sur l'épaississeur sont acheminées gravitaire-ment dans les lits de séchages. C'est une filtration et évaporation naturelles. Et la durée de séchage dépend des conditions climatiques.

Une fois la boue est séchées, la dernière étape est l'extraction, qui se fait manuellement et la déplacer vers l'aire de stockage des boues, qui sont récupérées par des agricultures qui est utilisées pour les arbres et les plantes comme engrais.

III. 10 Les traitements tertiaires

La législation sur les seuils de rejet en milieu naturel se durcissant régulièrement, de nombreuses études sont menées afin de proposer des traitements tertiaires permettant d'éliminer les composés restant après le traitement secondaire. Ces composés peuvent être des métaux, des composés organiques non-biodégradables ou encore des odeurs apparues durant le traitement secondaire. Ils sont généralement éliminés par ozonation, coagulation / floculation, filtration par membrane ou encore adsorption (carbone activé ou échange d'ions). Leur rendement est en général très satisfaisant puisque ces procédés permettent d'abattre de 75 à 95% de la DCO restante

après le traitement secondaire, jusqu'à 97% des composés aromatiques et 98% de la couleur. [8]

III. 11 Conclusion

Dans cette partie, on a pu voir le fonctionnement d'une station d'épuration à boues activées d'une manière détaillée. En comparant avec les autres procédés qu'on a analysés précédemment, et en tenant compte de tous les paramètres caractérisant la région d'étude, il s'est avéré que le meilleur procédé qui pourra être adéquat pour le traitement des eaux usées de la ville de KADIRIA, est le procédé par boues activées.

Chapitre IV

Dimensionnement de la station d'épuration

IV. 1 Introduction

Après avoir acquis toutes les données de base concernant la ville, le site, les rejets, et les bilans de la charge polluante, et en calculant les débits rejetés de la ville, on va pouvoir faire le dimensionnement de notre station d'épuration, et ses différents ouvrages d'une manière correcte, qui permet de traiter la charge polluante et le débit arrivant à la station d'épuration, pour rendre les eaux rejetées écologiquement compatible avec le milieu naturel et éviter toutes les formes de pollution qui pourra être engendré par les eaux usées.

IV. 2 Les prétraitements

Les prétraitements sont constitués par une série d'opérations physiques ou mécaniques qui ont pour but d'éliminer la fraction la plus grossière. Des particules entraînées et de retirer de l'effluent des matières susceptibles de gêner les traitements ultérieures.

Les principales opérations de prétraitements sont :

- Le dégrillage tamisage.
- Le dessablage.
- Le déshuilage.

IV. 2.1 Dégrillage

L'installation du dégrillage est constituée, pour la première tranche de traitement de deux unités parallèles équipées d'une grille grossière automatique, suivie d'une grille fine.

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

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

IV. 2.1.1 Formules et lois permettant le dimensionnement

Largeur de la grille

- **Méthode de KRISHMER:** [7]

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

$$L_g = S \cdot \sin \alpha / H_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot K \quad (\text{IV.1})$$

Où :

L : largeur de la grille (m).

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

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

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

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

d : épaisseur des barreaux (cm).

e : espacement des barreaux (cm).

K : coefficient de colmatage de la grille.

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

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Q_{ptp} : c'est le débit de pointe en temps de pluie.

Donc :

$$L_g = Q_{\text{ptp}} \cdot \sin\alpha / V \cdot h_{\text{max}} (1 - \beta) \cdot K \quad (\text{IV.2})$$

Tableau IV. 1: Espacement et épaisseur des barreaux

Paramètres	Grilles grossières	Grilles moyennes
d (cm)	2,00	1 à 2
e (cm)	5à10	1 à 3

1) Horizon 2025

➤ Le dégrillage grossier

On a :

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{pts}} * 3 = 51.03 * 3 = 153.11 / s = 0.15 m^3 / s$$

On prend : $\alpha = 60^\circ$

$$V = 1 m / s$$

$$h_{\text{max}} = 0.5 m$$

$$\sigma = 0.5 \text{ (Dégrillage automatique)}$$

$$d=2 \text{ cm et } e=8\text{cm, donc } \beta = 0.29$$

$$\beta' = 1.79 \text{ (forme circulaire des barreaux)}$$

On obtient :

$$L = \frac{0.15 \sin 60^\circ}{0.5 \cdot (1 - 0.29) \cdot 0.5} = 0.75 m$$

$$L = 75 \text{ cm}$$

➤ Le dégrillage moyen

Pour le dégrillage moyen, on prend : $e = 2 \text{ cm}$, $d = 2 \text{ cm}$

Ce qui donne $\beta = 0,5$

$$L = \frac{0,15 \cdot \sin 60^\circ}{0,5 \cdot (1 - 0,5) \cdot 0,5} = 1.06 m$$

On prend :

$$L = 1.06 m$$

Calcul des pertes de charges

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 :

$$H = \beta \left(\frac{d}{e} \right)^{4/3} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \quad (\text{IV.3})$$

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.

$\beta = 2.42$ Pour les barreaux rectangulaires ;

$\beta = 1.79$ Pour les barreaux ronds ;

➤ Le dégrillage grossier

On a :

$$\beta' = 1,79 \text{ (Barreaux ronds)}$$

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

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{8} \right)^{4/3} \frac{(1)^2}{2 * 9,81} \sin 60^\circ = 0,012\text{m}$$

$$\boxed{\Delta H = 1.2\text{cm}}$$

➤ Le dégrillage moyen

On a : $\beta = 1,79$ (barreaux ronds)

$$d = 2\text{cm}, e = 0,5\text{cm}, \alpha = 60^\circ, V = 1\text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{0,5} \right)^{4/3} \frac{(1)^2}{2 * 9,81} \sin 60^\circ = 0,08\text{m}$$

$$\boxed{\Delta H = 8\text{cm}}$$

2) Horizon 2040

Pour l'horizon 2040 on effectue le même calcul pour le dégrilleur, les résultats de calcul pour les deux horizons sont reportés sur le tableau qui suit :

Tableau IV. 2 : récapitulatif de calcul des dimensions des grilles.

Désignation	Unité	Horizons	
		2025	2040
Débit de la station	m ³ /s	0.15	0.24
Grille grossière			
Epaisseur des barreaux (d)	cm	2	2
Espacement des barreaux (e)	cm	8	8
Fraction de surface occupée par les barreaux β	-	0.29	0.29
Coefficient de forme des barreaux β'	-	1.79	1.79
Hauteur d'eau maximale à l'amont	m	0.5	0.5
Angle d'inclinaison de la grille α	°	60	60
Largeur de la grille (L)	m	0.75	1.15
Pertes de charges (ΔH)	m	0.012	0.01
Grille moyenne			
Epaisseur des barreaux (d)	cm	2	2
Espacement des barreaux (e)	cm	2	2
Fraction de surface occupée par les barreaux (β)	-	0.5	0.5
Coefficient de forme des barreaux (β')	-	1.79	1.79
Hauteur d'eau maximale à l'amont	m	0.5	0.5
Angle d'inclinaison de la grille α	°	60	60
Largeur de la grille (L)	m	1.06	1.63
Pertes de charges (ΔH)	m	0.08	0.08

IV. 2.2 Dessablage déshuilage

Nous avons opté pour un déssableur déshuileur de type rectangulaire.

V_s : Vitesse de sédimentation. (vitesse est : 10 < V_s < 20 (m³/m²/h))

Le temps de séjour est de 3 à 5 min au débit de pointe.

1) Horizon 2025

a) Le volume du bassin

$$V = Q_{ptp} T_S \quad (\text{IV.4})$$

V : Volume du bassin m³.

Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie m³/s.

T_S: Temps de séjour en min T_S = 5 min = 300 s

$$V = 0.15 \quad 300 = 45.92 \text{ m}^3$$

b) La surface horizontale du bassin

$$S_h = \frac{V}{H} \quad (\text{IV.5})$$

S_h : La surface horizontale en m^2 .

V : Volume du bassin m^3 .

H : Hauteur du bassin en m , on prend $H = 1.5$ m.

$$S_h = \frac{45.92}{1.5} = 30.62 m^2$$

c) La longueur et largeur du bassin

$$L = 3l$$

L : Longueur du bassin en m.

l : Largeur du bassin en m.

S_h : La surface horizontale en m^2 .

$$S_h = L \cdot l = 3l^2$$

$$l = \sqrt{\frac{S_h}{3}} = 3.2 m$$

$$\boxed{L = 9.6 m \quad l = 3.2 m}$$

d) débit d'air à insuffler dans le dessableur

Le volume d'air à insuffler varie entre (1 : 1.5 m^3) d'air par m^3 d'eau ;

$$Q_{air} = Q_{ptp} \cdot V \quad (\text{IV.6})$$

V : Le volume d'air à injecter en m^3 ; on prend $V = 1.5 \frac{m^3 \text{ d'air}}{m^3 \text{ d'eau}}$

Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie de la station.

$$Q_{air} = 0.15 \cdot 1.5 \quad ; \quad Q_{air} = 0.23 m^3 \frac{\text{d'air}}{s} = 826.64 m^3 \text{ d'air/heure}$$

a) Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales en suspension (MMS), Celles-ci représentent 30% des MES.

- ✓ Les MES contiennent 30% des matières minérales en suspension (MMS) et 70% des matières volatiles en suspensions (MVS).

$$MES = 70\% MVS + 30\% MMS \quad (\text{IV.7})$$

La charge en MES à l'entrée de dessableur est $[MES] = 372.75$ mg/l

$$MES = [MES] \cdot Q_{moy,j} = 824.05 \text{ Kg/j}$$

$$\boxed{MES_{(2025)} = 824.05 \text{ Kg/j}}$$

✓ **Quantité de matière volatile en suspension MVS à l'entrée du dessableur**

$$MVS_e = 70\% \text{ MES} = 0.7 \times 824.05 = 576.84 \text{ kg/j}$$

$$MVS_e = 576.84 \text{ kg/j}$$

✓ **Quantité de MMS à l'entrée du dessableur :**

$$MMS_e = 30\% \text{ MES} = 0.3 \times 824.05 = 247.22 \text{ Kg/j.}$$

$$MMS_e = 247.22 \text{ Kg/j.}$$

✓ **Quantité de MMS éliminée :**

$$MMS_{\text{éliminée}} = 0.7 MMS_e = 0.7 \times 247.22 = 173.05 \text{ Kg/j.}$$

$$MMS_{\text{éliminée}} = 173.05 \text{ Kg/j.}$$

✓ **Quantité de MMS à la sortie du dessableur :**

$$MMS_s = MMS_e - MMS_{\text{éliminée}} = 247.22 - 173.05 = 147.9 \text{ Kg/j}$$

$$MMS_s = 147.9 \text{ Kg/j}$$

a) Quantité de MES à la sortie du dessableur

$$MES_s = MVS_e + MMS_s = 651 \text{ Kg/j.}$$

$$MES_s = 651 \text{ Kg/j.}$$

2) Horizon 2040

Pour l'horizon 2040, on dimensionne le dessableur déshuileur avec la différence des débits des deux horizons tel que :

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2040)} - Q_{\text{ptp}(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{ptp}} = 0.153 - 0.236 = 0.083 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Avec :}$$

b) Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluies de la station.

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

$$MES = MES_{(2040)} - MES_{(2025)} = 1340.91 - 824.05 = 516.86 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 516.86 \text{ Kg/j}$$

On garde les mêmes caractéristiques du dessableur que celle pour l'horizon 2025

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du dessableur-déshuileur pour les deux horizons :

Tableau IV. 3 : Dimensions du déssableur-déshuileur.

Désignation	Unités	Horizons	
		2025	2040
Surface horizontale (Sh)	m ²	30.62	16.54
Volume (V)	m ³	45.92	24.80
Hauteur (H)	m	1.5	1.5
Largeur	m	3.2	2.3
longueur	m	9.6	6.9
Temps de séjour	min	5	5
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air/h	826.64	446.45
Matières en suspension à l'entrée (MES _e)	Kg/j	824.05	1340.91
Matières minérales en suspension totales (MMS)	Kg/j	247.22	402.27
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	173.05	281.59
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	74.16	120.68
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	576.84	938.64
Matières en suspension restantes	Kg/j	651	1059.32

IV. 3 Traitement primaire

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjour de l'effluent et de la charge de l'effluent en pollution. Le temps de séjour est compris entre 1 et 2 heures. La hauteur minimale du décanteur est de 2m.

La vitesse limite est donnée par la relation suivante : $K = \frac{Q_{pts}}{Q_{moy}}$

Avec :

Q_{pts} : débit de pointe à temps sec. (m³/h).

Q_{moy} : débit moyen horaire. (m³/h).

Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy} sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4: Valeurs de V_{limite} .

K	2.5	3	5	8	10
V_{limite} (m/h)	2	2.5	3.75	5	6

1) Horizon 2025:

On a $K = 1.99$ alors on prend la vitesse limite: $V_{limite}=2$ m/h.

a) La surface horizontale du décanteur

$$S_h = Q_{\text{ptp}} / V_{\text{limite}} \quad \text{(IV.8)}$$

$$S_h = 551.09 / 2 = 275.55 \text{ m}^2 \quad \boxed{S_h = 275.55 \text{ m}^2}$$

Avec : Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluies de la station (m^3/h).

b) Volume du décanteur ($T_s = 1\text{h}$) :

$$V = Q_{\text{ptp}} * T_s = 551.09 \text{ m}^3 \quad \boxed{V = 551.09 \text{ m}^3}$$

c) La hauteur du décanteur :

$$H = V / S_h = 551.09 / 275.55 = 2\text{m}$$

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement de 0,75m; donc on prend la hauteur totale est :

$$\boxed{H=2.75\text{m}}$$

d) Le diamètre du décanteur:

$$D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}} = \sqrt{\frac{4 * 551.09}{3,14 * 2}} = 18.74\text{m}$$

Pour des dispositions constructives on prend

$$\boxed{D = 19\text{m}}$$

e) Détermination du temps de séjours :

- pour le débit de pointe en temps de pluies :

$$T_s = V / Q_{\text{moy}} = 551.09 / 551.09 = 1\text{h} \quad \boxed{T_s = 1 \text{ h}}$$

- pour le débit de pointe en temps sec :

$$T_s = V / Q_{\text{moy}} = 551.09 / 183.7 = 3\text{h} \quad \boxed{T_s = 3 \text{ h}}$$

f) Calcul de la quantité de boues éliminées :

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 35% de DBO5 et 60% de MES.

et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur :

$$\checkmark \text{ DBO}_5 = [\text{DBO}_5] * Q_{\text{moy},j} = 205 * 2211 / 1000 = 453.20 \text{ Kg/j.}$$

$$\checkmark \text{ MES}_1 = 651 \text{ Kg/j.}$$

Avec: MES_1 : charge en matière en suspension à la sortie du désableur.

- Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :

$$\checkmark \text{ DBO}_{5 \text{ éliminée}} = 0.35 \times \text{DBO}_5 = 0.35 \times 453.20 = \mathbf{110.72 \text{ Kg/j}}$$

$$\checkmark \text{ MES}_{\text{éliminée}} = 0.6 \times \text{MES}_1 = 0.6 \times 651 = \mathbf{390.6 \text{ Kg/j}}$$

- Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$\checkmark \text{ MES}_s = \text{MES}_1 - \text{MES}_{\text{éliminée}} = 651 - 390.6 = \mathbf{260.4 \text{ Kg/j}}$$

$$\checkmark \text{ DBO}_{5s} = \text{DBO}_5 - \text{DBO}_{5\text{éliminée}} = 453.20 - 110.72 = \mathbf{342.48 \text{ Kg/j}}$$

2) Pour l'horizon 2040(extension)

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

$$Q_{\text{pte}} = Q_{\text{ptp}(2040)} - Q_{\text{ptp}(2025)}$$

$$\text{Donc: } Q_{\text{ptp}} = 0.236 - 0.153 = \mathbf{0.083 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Avec

Q_{ptp} : débit de temps de pluies de la station (Débit de pointe).

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

$\text{MES} = \text{MES}_{(2040)} - \text{MES}_{(2025)} = 1059.32 - 651 = \mathbf{408.32 \text{ Kg/j}}$ (à la sortie du désableur déshuileur)

$\text{DBO}_5 = \text{DBO}_{5(2040)} - \text{DBO}_{5(2025)} = 737.39 - 453.26 = \mathbf{284.13 \text{ Kg/j}}$

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

Tableau IV. 5: Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

désignation	Unité	Horizons	
		2025	2040
débit de la station (débit de pointe)	m ³ /s	0.153	0.083
Surface horizontale	m ²	275.55	148.82
Volume	m ³	551.09	297.63
Hauteur d'eau+hauteur de revanche	m	2.75	2.75
Diamètre	m	19	14
MES entrées	Kg /j	651	408.32
DBO ₅ entrée	Kg /j	453.26	284.13
MES éliminée	Kg /j	390.6	244.99
DBO ₅ éliminée	Kg /j	110.72	99.45
MES sorties	Kg /j	260.4	163.33
DBO ₅ sortie	Kg /j	342.48	184.68

IV. 4 Le traitement secondaire

Le traitement biologique à boues activées sera réalisé dans un ensemble complet qui comprend :

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

Pour le traitement biologique, on étudiera les deux variantes à faible charge et moyenne charge.

IV. 4.1 Variante à faible charge

Elle se caractérise par :

a) Charge massique :

$0.1 < C_m < 0.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS. j}$ On prendra: $C_m = 0.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

b) Charge volumique :

$0.3 < C_v < 0.6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$ on déduit la valeur de C_v tel que :

$C_v = X_a \cdot C_m = 3 \cdot 0.2 = 0.6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$. $C_v = 0.6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$.

Avec: X_a = la concentration des boues dans le bassin d'aération. On prend $X_a = 3 \text{ g/l}$

1) Horizon 2025

IV. 4.1.1 Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération sera de forme rectangulaire de hauteur H, largeur B, et longueur L. Les dimensions du bassin seront : $L = 2B$.

La charge polluante à l'entrée du bassin d'aération est :

✓ Concentration en DBO_5 : $[\text{DBO}_5] = 205 \text{ mg/l}$.

✓ Charge polluante en DBO_5 (sans décanteur primaire): $L_0 = 453.20 \text{ kg/j}$.

Le volume du bassin d'aération

$$C_v = L_0 / V \quad (\text{IV.9})$$

✓ $C_v = 0.6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$

✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) ($\text{kg DBO}_5/\text{j}$).

$$L_0 = 453.20 \text{ kg/j}$$

$$\text{D'où : } V = L_0 / C_v = 453.20 / 0.6 = 755.34 \text{ m}^3 \quad V = 755.34 \text{ m}^3$$

La hauteur du bassin

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

$$H=3m$$

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

Surface horizontale du bassin

$$S_h = V/H = 755.34/3 = 251.78m^2$$

$$S_h = 251.78m^2$$

Calcul des côtes du bassin

Notre bassin est de forme rectangulaire tel que : $L=2B$

$$\text{Donc : } B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{25178}{2}} = 11.2 m$$

$$B=11.2 m$$

On déduit la longueur du bassin :

$$L=22.4 m$$

Calcul de la masse totale des boues dans le bassin

$$X_a = L_0/C_m$$

(IV.10)

Avec :

✓ C_m : Charge massique (kg DBO5 / kg MVS/j). $C_m = 0.2 \text{ Kg DBO5/kg MVS/j}$

L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire). $L_0 = 453.20 \text{ kg/j}$

$$X_a = \frac{45320}{02} = 2266 \text{ kg}$$

$$X_a = 2266 \text{ Kg}$$

IV. 4.1.1.6 Calcul de la concentration de boues dans le bassin [X_a]

$$[X_a] = \frac{X_a}{V}$$

(IV.11)

Avec :

✓ X_a : masse totale des boues dans le bassin (Kg).

✓ V : Volume du bassin (m³)

✓ $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin (Kg/m³)

$$[X_a] = \frac{2266}{755.34} = 3 \text{ g/l}$$

Calcul du temps de séjour

$$T_s = \frac{V}{Q}$$

Avec :

✓ Q : Débit de la station (m³/h) ;

✓ V : Volume du bassin (m³) ;

✓ T_s : Temps de séjour (h).

a) pour le débit de pointe en temps de pluie :

$$T_S = \frac{V}{\hat{Q}_{pts}} = \frac{75534}{55109} = 1.37 \text{ h} \quad \boxed{T_S=1.37 \text{ h}}$$

b) pour le débit de pointe en temps sec :

$$T_S = \frac{V}{\hat{Q}_{ptp}} = \frac{75534}{1837} = 4.11 \text{ h} \quad \boxed{T_S=4.11 \text{ h}}$$

Calcul de la charge polluante à la sortie

La charge polluante à la sortie a une concentration conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

$$L_f = [DBO_5]_f \cdot Q_{moyj} \quad \text{(IV.12)}$$

Avec :

- ✓ Q_{moyj} : Débit moyen journalier de la station (m³/j)
- ✓ [DBO₅]_f : Concentration finale de la DBO₅ à la sortie de la station (Kg/m³)
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.

D'où la charge polluante à la sortie est :

$$L_f = 0.03 \cdot 2211 = 66.32 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j} \quad \boxed{L_f=66.32 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}}$$

Calcul de la charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f$$

Avec :

- ✓ L_e : charge en DBO₅ éliminée.
- ✓ L₀ : Charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération. L₀ = 453.20 Kg DBO₅ / j
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération. L_f = 66.32 Kg DBO₅ / j

$$L_e = 453.20 - 66.32 = 386.88 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j} \quad \boxed{L_e=386.88 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}}$$

Le rendement épuratoire

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0$$

Avec :

- ✓ L₀ : Charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération.
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.
- ✓ η_{ep} : Rendement épuratoire.

$$\eta_{ep} = 386.88 / 453.20 = 0.85 = 85\% \quad \boxed{\eta_{ep}=85\%}$$

Calcul des besoins en oxygène

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

$$q_{C2} = aL_e + bX_a \quad (\text{Kg/j}) \quad (\text{IV.13})$$

- ✓ L_e : $DB0_5$ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✓ X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✓ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.

$$0.48 < a' < 0.65 \quad [1] \quad \text{on prend :} \quad a' = 0,6$$

- ✓ b' : Fraction d'oxygène correspondante à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.

$$0.07 < b' < 0.11 \quad [1] \quad \text{on prend :} \quad b' = 0,1$$

a) Les besoins journaliers en oxygène

$$q_{C2} = 0.6 \cdot 386.88 + 0.1 \cdot 2266 = 458.73 \text{ Kg } O_2/\text{j}$$

$$q_{O_2} = 458.73 \text{ Kg } O_2/\text{j}$$

b) La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = 458.73 / 24 = 19.11 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

$$q_{O_2/24} = 19.11 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

c) La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{O_2/m^3} = q_{O_2}/v = 458.73 / 755.34 = 0.61 \text{ Kg } O_2/\text{m}^3/\text{j}$$

$$q_{O_2/m^3} = 0.61 \text{ Kg } O_2/\text{m}^3$$

d) La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{O_2\text{pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

T_d : période diurne en heures $T_d = 16\text{h}$.

$$q_{O_2\text{pte}} = (0.6 \cdot 386.88 / 16) + (0.1 \cdot 386.88 / 24) = 23.95 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

$$q_{O_2\text{pte}} = 23.95 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

12 Calcul des besoins réels en oxygène

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

$$q_{c2reel} = \frac{q_{c2}}{\alpha \beta} \quad (\text{IV.14})$$

- ✓ α : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendants de la nature de l'eau (MES, tensio-actif) et du système d'aération. $\alpha=0.8$.
- ✓ $0.8 < \beta < 0.95$ on prend : $\beta=0.85$.

Journalier : $q_{c2reel} = \frac{45873}{08\ 085} = 674.6 \text{ Kg O}_2/\text{j}$

$$q_{o_2 \text{ réel j}} = 674.6 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

Horaire : $q_{c2reel} = \frac{1911}{08\ 085} = 28.1 \text{ Kg O}_2/\text{h}$

$$q_{o_2 \text{ réel h}} = 28.1 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

13 Calcul des caractéristiques des aérateurs

a) Calcul des besoins en énergie dans le bassin d'aération (E_n)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 **kgO₂/kwh**

$$E_n = \frac{q_{c2}}{E_a} \quad (\text{IV.15})$$

Avec E_n : puissance de l'aération nécessaire

q_{c2} : Besoin en oxygène (kg/h)

E_a : quantité d'oxygène par unité de puissance.

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

$$E_n = \frac{281}{15} = 18.74 \text{ Kw}$$

$$E_n = 18.74 \text{ Kw}$$

b) Puissance de brassage

Pour le brassage nous allons utiliser le système à aérateur mécanique de surface vu qu'il présente un très bon rendement, et sont largement utilisés de nos jours dans les stations d'épuration. Ils sont caractérisés par une vitesse élevée et un flux axial.

Les avantages de l'aérateur de surface sont :

- ✓ Coût d'investissement faible ;
- ✓ Maintenance et exploitation facile ;
- ✓ Bonne efficacité de transfert ;
- ✓ Bonne adaptation aux fluctuations de débit.

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h P_a \quad (\text{IV.16})$$

- ✓ P_a : puissance spécifique absorbée. pour les aérateurs de surface, est $P_a = 80 \text{ w/m}^2$
- ✓ S_h : surface horizontale du bassin (m^2).

Donc : $E_b = 251.78 * 80 = 20.14 \text{ Kw}$

$$E_b = 20.14 \text{ Kw}$$

c) Calcul du nombre d'aérateurs dans le bassin

Le brassage et l'oxydation seront assurés par un nombre d'aérateur ($N_{\text{aérateur}}$) de surface à axe vertical déterminé par la formule suivante :

$$N_a = E_n / E_b$$

$N_a = 18.74 / 20.14 = 11$ on prend :

$$N_a = 1 \text{ aérateur}$$

IV. 4.1.1.14 Bilan de boues

➤ Calcul de la quantité des boues en excès

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_e + b X_a + X_{\text{eff}} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

- ✓ X_{\min} : Boues minérales (30 % de MES).
- ✓ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.
- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO_5 éliminées). a_m varie entre 0, 55 < a_m < 0, 65. On prend $a_m = 0.6$.
- ✓ L_e : Quantité de DBO_5 à éliminer (Kg/j).
- ✓ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b=0,07$
- ✓ 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 30 mg/l).

La charge journalière en MES à la sortie du déssableur déshuileur est : **1298.25 Kg/j.**

- $X_{\min} = 0.3 * 651 = 195.3 \text{ Kg/j.}$
- $X_{\text{dur}} = 0.3 * (0.7 * 651) = 136.71 \text{ Kg/j.}$
- $a_m L_e = 0.6 * 386.88 = 232.13 \text{ Kg/j.}$
- $b X_a = 0.07 * 2266 = 158.62 \text{ Kg/j.}$
- $X_{\text{eff}} = 0.03 * 2211 = 66.32 \text{ Kg/j.}$

On déduit la quantité des boues en excès :

$$\Delta X = 195.30 + 136.71 + 232.13 + 158.62 + 66.32 = 789.08 \text{ Kg/j.}$$

$$\boxed{\Delta X = 789.08 \text{ Kg/j.}}$$

a) Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad (\text{IV.18})$$

X_m : Concentration de boues en excès (g/l).

I_m : L'indice de Mohlman : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100 :150 ml/g). [9]

Cet indice représente le volume occupé par une gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre. [2]

On prend $I_m = 120 \text{ ml/g}$.

D'où : $X_m = \frac{1200}{120} = 10 \text{ g/l}$

$$\boxed{X_m = 10 \text{ g/l}}$$

b) Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par :

$$Q_{b \text{ excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} \quad (\text{IV.19})$$

Avec :

- ✓ ΔX : Quantité de boues en excès ;
- ✓ X_m : concentration des boues en excès.
- ✓ $Q_{b \text{ excès}}$: Débit des boues en excès.

Donc on a

$$Q_{b \text{ excès}} = \frac{78908}{10} = 78.91 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\boxed{Q_{b \text{ excès}} = 78.91 \text{ m}^3/\text{j}}$$

c) Le débit spécifique par m³ du bassin

Le débit spécifique est donné par la formule suivante :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \quad (\text{IV.20})$$

Avec :

- ✓ V : volume de bassin (m³) ;
- ✓ ΔX : Quantité de boues en excès (Kg/j)

$$q_{sp} = \frac{78908}{75534} = 1.04 \text{ kg/m}^3/\text{j}$$

$$\boxed{q_{sp} = 1.04 \text{ kg/m}^3/\text{j}}$$

d) Les boues recyclées

Le recyclage des boues se fait à fin de maintenir une concentration moyenne de boues dans le bassin d'aération constante, éviter l'accumulation de boues dans le clarificateur et aussi pour avoir un bon rendement épuratoire par optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne.

e) Le taux de recyclage des boues « R »

- ✓ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. [9]
- ✓ Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{[X_a]}{[X_m] - [X_a]} \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

- ✓ R : taux de recyclage(%)
- ✓ $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 2.5 Kg/m³.

$$R = \frac{3}{1(-3)} \cdot 100 = 43\%$$

$$\boxed{R=43\%}$$

f) Le débit des boues recyclées

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration, il est donné par la formule qui suit :

$$Q_r = R \cdot Q_{\text{moy},j} \quad (\text{IV.22})$$

Donc on aura : $Q_r = 0.43 \cdot 2211 = 947.46 \text{ m}^3/\text{j}$

$$\boxed{Q_r = 947.46 \text{ m}^3/\text{j}}$$

g) Age des boues

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et celles extraites quotidiennement. Il précise le temps de séjour moyens des boues dans l'aérateur.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

- ✓ A_b : Age des boues (j) ;
- ✓ X_a : masse totale des boues dans l'aérateur (Kg)
- ✓ ΔX : Boues en excès (Kg/j)

$$\text{Donc : } A_b = \frac{2266}{78908} = 2.87 \text{ jours}$$

$$A_b = 2.87 \text{ jours}$$

IV. 4.1.1.15 Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire)

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

Données de base :

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure. On prend $t_s = 1,5h$. [10]
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp} = 551.09 \text{ m}^3/h$

a) Le volume du clarificateur :

$$V = Q_{ptp} \cdot t_s = 551.09 \cdot 1.5 = 826.64 \text{ m}^3.$$

$$V = 826.64 \text{ m}^3$$

b) Hauteur du clarificateur :

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

On prend: $H = 3.5 \text{ m}$

$$H = 3.5 \text{ m}$$

c) La surface horizontale du décanteur :

$$Sh = v/h = 826.64/3.5 = 236.18 \text{ m}^2$$

$$Sh = 236.18 \text{ m}^2$$

d) Le diamètre du décanteur:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 826.64}{3,14 \cdot 2}} = 17.35 \text{ m}$$

On prend

$$D = 17.5 \text{ m}$$

e) Détermination du temps de séjours :

- pour le débit de pointe en temps de pluie :

$$T_s = V / Q_{ptp} = 826.64/551.09 = 1.5 \text{ h}$$

$$T_s = 1.5 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe en temps sec :

$$T_s = V / Q_{pts} = 826.64/183.72 = 4.5 \text{ h}$$

$$T_s = 4.5 \text{ h}$$

2) Horizon 2040 (extension)

Pour l'horizon 2040, le clarificateur sera dimensionné avec la différence des débits des deux horizons, et le bassin d'aération avec la différence des charges polluantes.

➤ **Le débit :**

$$Q_{pt} = Q_{pt(2040)} - Q_{pt(2025)} = 848.7 - 551.1 = 297.63 \text{ m}^3/\text{h}.$$

➤ **La charge polluante :**

$$DBO_5 = DBO_{5(2040)} - DBO_{5(2025)} = 737.39 - 453.26 = 284.13 \text{ Kg/j}.$$

$$MES = 408.32 \text{ Kg/j. (à la sortie du dessableur déshuileur)}$$

Les résultats de dimensionnement sont reportés sur le tableau suivant :

Tableau IV. 6 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040)

Désignation	Unité	Horizons	
		2025	2040
Données de base			
-Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	2211	1386.6
-Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	92.11	57.78
-Débit de pointe Q_{pt}	m^3/h	551.09	297.63
-Charge polluante à l'entrée L_o	Kg/j	453.20	284.25
-Concentration de l'effluent en DBO_5	mg/l	205	205
-La charge polluante à la sortie L_f	$\text{Kg}DBO_5/\text{j}$	66.32	41.6
-La charge polluante éliminée L_e	$\text{Kg}DBO_5/\text{j}$	386.88	242.66
-Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	85	85
Dimensions du bassin d'aération			
-Volume du bassin V	m^3	755.34	473.76
-Nombre de bassins	-	1	1
-Hauteur du bassin H	m	3.75	3.75
-Surface horizontale du bassin Sh	m^2	251.78	157.92
La longueur du bassin L	m	22.4	18
La largeur du bassin l	m	11.2	9
-La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	2266	1421
-Concentration de boues dans le bassin	Kg / m^3	3	3
-Temps de séjours T_s			
• débit en temps de pluies	h	1.37	1.59
• débit en temps sec	h	4.11	4.77
Besoins en oxygène			
-Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	$\text{Kg}O_2/\text{j}$	674.6	423.12
-La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	$\text{Kg}O_2/\text{h}$	28.1	17.6
-La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O_2}/m^3	$\text{Kg}O_2/\text{m}^3\text{j}$	0.61	0.61
-Besoin en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	$\text{Kg}O_2/\text{h}$	23.95	15.02
Aérateur de surface			
-La puissance nécessaire de l'aération	Kw	18.74	11.75
-puissance de brassage	Kw	20.14	12.63
- nombre d'aérateurs dans le bassin	-	1	1

Tableau IV. 6 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040)
(suite)

Désignation	Unité	Horizons		
		2025	2040	
Bilan des boues :				
-Quantité des boues en excès ΔX	Kg/j	789.08	494.92	
-Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	10	10	
-Le débit de boues en excès $Q_{\text{bexcès}}$	m ³ /j	78.91	49.49	
-Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	1.04	1.04	
-Le taux de recyclage des boues R -Le débit des boues recyclées Q_r	%	43	43	
	m ³ /j	947.46	594.26	
-Age des boues A_b	j	2.87	2.87	
Dimensions du clarificateur :				
-forme	circulaire			
-Nombre de bassins	-	1	1	
-Volume	m ³	826.64	446.45	
Hauteur	m	3.5	3.5	
-Surface horizontale	m ²	236.18	127.56	
-Diamètre	m	17.5	13	
- Temps de séjours T_s	j	1.5	1.5	
				• débit en temps de pluie
				• débit en temps sec

IV. 4.2 Variante à moyenne charge

Elle se caractérise par :

a) Charge massique :

$0.2 < C_m < 0.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS. j}$ On prendra:

$$C_m = 0.4 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS. j}$$

b) Charge volumique :

$0.6 < C_v < 1.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3.\text{j}$ on déduit la valeur de C_v tel que :

$$C_v = X_a.C_m = 3 \cdot 0.4 = 1.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3.\text{j}$$

$$C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3.\text{j}$$

Avec: X_a = la concentration des boues dans le bassin d'aération. on prend : $X_a = 3 \text{ g/l}$

IV. 4.2.1 Dimensionnement du bassin d'aération

1) Horizon 2025

Le bassin d'aération sera de forme rectangulaire de hauteur H, largeur B, et longueur L. Les dimensions du bassin seront : $L = 2B$.

La charge polluante à l'entrée du bassin d'aération est :

- ✓ Charge polluante en DBO₅ (avec décanteur primaire):

$$L_0 = 342.48 \text{ kg/j.}$$

Le volume du bassin d'aération

$$C_v = L_0 / V$$

- ✓ $C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$

- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO 5 /j).

$$L_0 = 342.48 \text{ kg/j}$$

$$\text{D'où : } V = L_0 / C_v = 342.48 / 1.2 = 285.40 \text{ m}^3$$

$$V = 285.40 \text{ m}^3$$

La hauteur du bassin

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

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

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

Surface horizontale du bassin

$$S_h = V / H = 285.40 / 3 = \text{m}^2$$

$$S = 95.13 \text{ m}^2$$

Calcul des côtes du bassin

Notre bassin est de forme rectangulaire tel que : $L = 2B$

$$\text{Donc : } B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{95.13}{2}} = 7 \text{ m}$$

$$B = 7 \text{ m}$$

On déduit la longueur du bassin :

$$L = 14 \text{ m}$$

Calcul de la masse totale des boues dans le bassin

$$X_a = L_0 / C_m$$

Avec :

- ✓ C_m : Charge massique (kg DBO₅ / kg MVS/j). $C_m = 0.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{kg MVS/j}$

L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire). $L_0 = 342.48 \text{ kg/j}$

$$X_a = \frac{342.48}{0.2} = 856 \text{ kg}$$

$$X_a = 856 \text{ Kg}$$

Calcul de la concentration de boues dans le bassin [X_a]

$$[X_a] = \frac{X_a}{V}$$

Avec :

- ✓ X_a : masse totale des boues dans le bassin (Kg).

- ✓ V : Volume du bassin (m³)
- ✓ [X_a]: concentration des boues dans le bassin (Kg/m³)

$$[X_a] = \frac{856}{285.40} = 3 \text{ g/l}$$

Calcul du temps de séjour

$$T_s = \frac{V}{Q}$$

Avec :

- ✓ Q : Débit de la station (m³/h) ;
- ✓ V : Volume du bassin (m³) ;
- ✓ T_s : Temps de séjour (h).

a) pour le débit de pointe en temps de pluie

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{28540}{55109} = 0.52 \text{ h}$$

$$T_s = 0.52 \text{ h}$$

b) pour le débit de pointe en temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{28540}{1837} = 1.55 \text{ h}$$

$$T_s = 1.55 \text{ h}$$

Calcul de la charge polluante à la sortie

La charge polluante à la sortie a une concentration conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

$$L_f = [DBO_5]_f \cdot Q_{moyj}$$

Avec :

- ✓ Q_{moyj} : Débit moyen journalier de la station (m³/j)
- ✓ [DBO₅]_f : Concentration finale de la DBO₅ à la sortie de la station (Kg/m³)
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.

D'où la charge polluante à la sortie est :

$$L_f = 0.03 \cdot 2211 = 66.32 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

$$L_f = 66.32 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

Calcul de la charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f$$

Avec :

- ✓ L_e : charge en DBO₅ éliminée.
- ✓ L₀ : Charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération. L₀ = 342.48 Kg DBO₅ / j
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération. L_f = 66.32 Kg DBO₅ / j

$$L_e = 342.48 - 66.32 = 276.16 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

$$L_e = 276.16 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

Le rendement épuratoire

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0$$

Avec :

- ✓ L_0 : Charge polluante en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération.
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO_5 à la sortie du bassin d'aération.
- ✓ η_{ep} : Rendement épuratoire.

$$\eta_{ep} = 276.16 / 342.48 = 0.81 = 81\%$$

$$\eta_{ep} = 81\%$$

Calcul des besoins en oxygène

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

$$q_{c2} = aL_e + bX_a \quad (\text{Kg/j})$$

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

$$0.48 < a' < 0.65 \quad [1]$$

on prend :

$$a' = 0,6$$

- ✓ b' : Fraction d'oxygène correspondante à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.

$$0.07 < b' < 0.11 \quad [1]$$

on prend :

$$b' = 0,1$$

a) Les besoins journaliers en oxygène :

$$q_{c2} = 0.6 \cdot 276.16 + 0.1 \cdot 856 = 215.31 \text{ Kg } C_2 / \text{j}$$

$$q_{c2} = 215.31 \text{ Kg } O_2 / \text{j}$$

b) La quantité d'oxygène horaire

$$q_{o2/24} = 215.31 / 24 = 10.47 \text{ Kg } O_2 / \text{h}$$

$$q_{o2/24} = 10.47 \text{ Kg } O_2 / \text{h}$$

c) La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{o2/m^3} = q_{o2/v} = 215.31 / 755.34 = 0.88 \text{ Kg } O_2 / \text{m}^3 \text{j}$$

$$q_{o2/m^3} = 0.88 \text{ Kg } O_2 / \text{m}^3$$

d) La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{o2pte} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

Td : période diurne en heures Td= 16h.

$$q_{o2pte} = (0.6 \cdot 276.16 / 16) + (0.1 \cdot 856 / 24) = 13.92 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$q_{o2pte} = 13.92 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

Calcul des besoins réels en oxygène

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

$$q_{c2reel} = \frac{q_{c2}}{\alpha \beta}$$

- ✓ α : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendants de la nature de l'eau (MES, tensio-actif) et du système d'aération. $\alpha=0.8$.
- ✓ $0.8 < \beta < 0.95$ on prend : $\beta=0.85$.

Journalier : $q_{c2reel} = \frac{21531}{08085} = 369.58 \text{ Kg O}_2/\text{j}$

$$q_{o2 \text{ réel j}} = 369.58 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

Horaire : $q_{c2reel} = \frac{1047}{08085} = 15.4 \text{ Kg O}_2/\text{h}$

$$q_{o2 \text{ réel h}} = 15.4 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

IV. 4.2.1.13 Calcul des caractéristiques des aérateurs

a) Calcul des besoins en énergie dans le bassin d'aération (En)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 **kgO₂/kwh**

$$E_n = \frac{q_{c2}}{E_a}$$

Avec E_n : puissance de l'aération nécessaire

q_{c2} : Besoin en oxygène (kg/h)

E_a : quantité d'oxygène par unité de puissance.

On prend $E_a = 1.5 \text{ kg O}_2/\text{kwh}$.

$$E_n = \frac{154}{15} = 10.27 \text{ Kw}$$

$$E_n = 10.27 \text{ Kw}$$

b) Puissance de brassage :

Pour le brassage nous allons utiliser le système à aérateur mécanique de surface vu qu'il présente un très bon rendement, et sont largement utilisés de nos jours dans les stations d'épuration. Ils sont caractérisés par une vitesse élevée et un flux axial.

Les avantages de l'aérateur de surface sont :

- ✓ Coût d'investissement faible ;
- ✓ Maintenance et exploitation facile ;
- ✓ Bonne efficacité de transfert ;
- ✓ Bonne adaptation aux fluctuations de débit.

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h P_a$$

- ✓ P_a : puissance spécifique absorbée. pour les aérateurs de surface, est $P_a = 80 \text{ w/m}^2$
- ✓ S_h : surface horizontale du bassin (m^2).

Donc : $E_b = 95.13 * 80 = 7.61 \text{ Kw}$

$$E_b = 7.61 \text{ Kw}$$

c) Calcul du nombre d'aérateurs dans le bassin :

Le brassage et l'oxydation seront assurés par un nombre d'aérateur ($N_{\text{aérateur}}$) de surface à axe vertical déterminé par la formule suivante :

$$N_a = E_n / E_b$$

$N_a = 10.27 / 7.61 = 1.35$ on prend :

$$N_a = 1 \text{ aérateur}$$

Bilan de boues**➤ Calcul de la quantité des boues en excès :**

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

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

Avec :

- ✓ X_{\min} : Boues minérales (30 % de MES).
- ✓ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.
- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées / g DBO_5 éliminées). a_m varie entre 0, 55 < a_m < 0, 65. On prend $a_m = 0.6$.
- ✓ L_e : Quantité de DBO_5 à éliminer (Kg/j).
- ✓ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b=0,07$

- ✓ X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- ✓ X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l).

La charge journalière en MES à la sortie du déssableur déshuileur est : **1298.25 Kg/j.**

- $X_{min}=0.3*260.4=78.12 \text{ Kg/j.}$
- $X_{dur}=0.3*(0.7*260.4)=54.68 \text{ Kg/j.}$
- $a_m L_e=0.6*276.16=165.69 \text{ Kg/j.}$
- $bX_a=0.07*856=59.93 \text{ Kg/j.}$
- $X_{eff}=0.03*2211=66.32 \text{ Kg/j.}$

On déduit la quantité des boues en excès :

$$\Delta X = 78.12 + 54.68 + 165.69 + 59.93 + 66.32 = 490.69 \text{ Kg/j.}$$

$$\boxed{\Delta X = 490.69 \text{ Kg/j.}}$$

a) Concentration de boues en excès :

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

X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).

I_m : L'indice de Mohlman : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100 :150 ml/g). [9]

Cet indice représente le volume occupé par une gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre. [2]

On prend $I_m=120\text{ml/g.}$

D'où : $X_m = \frac{1200}{120} = 10 \text{ g/l}$

$$\boxed{X_m = 10 \text{ g/l}}$$

b) Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par :

$$Q_{bexcès} = \frac{\Delta X}{X_m}$$

Avec :

- ✓ ΔX : Quantité de boues en excès ;
- ✓ X_m : concentration des boues en excès.
- ✓ $Q_{bexcès}$: Débit des boues en excès.

Donc on a

$$Q_{bexcès} = \frac{49069}{10} = 49.07 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\boxed{Q_{bexcès} = 49.07 \text{ m}^3/\text{j}}$$

c) Le débit spécifique par m³ du bassin :

Le débit spécifique est donné par la formule suivante :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

Avec :

- ✓ V : volume de bassin (m³) ;
- ✓ ΔX : Quantité de boues en excès (Kg/j)

$$q_{sp} = \frac{49069}{28540} = 1.72 \text{ kg/m}^3/\text{j}$$

$$q_{sp} = 1.72 \text{ kg/m}^3/\text{j}$$

d) Les boues recyclées :

Le recyclage des boues se fait à fin de maintenir une concentration moyenne de boues dans le bassin d'aération constante, éviter l'accumulation de boues dans le clarificateur et aussi pour avoir un bon rendement épuratoire par optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne.

e) Le taux de recyclage des boues « R » :

- ✓ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. [9]
- ✓ Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{[X_a]}{[X_m] - [X_a]}$$

Avec :

- ✓ R : taux de recyclage(%)
- ✓ $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 2.5 Kg/m³.

$$R = \frac{3}{1(3)} \cdot 100 = 43\%$$

$$R = 43\%$$

f) Le débit des boues recyclées :

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration, il est donné par la formule qui suit :

$$Q_r = R \cdot Q_{\text{moy j}}$$

Donc on aura : $Q_r = 0.43 \cdot 2211 = 947.46 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_r = 947.46 \text{ m}^3/\text{j}$$

g) Age des boues :

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et celles extraites quotidiennement. Il précise le temps de séjour moyens des boues dans le bassin d'aération.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

Avec :

- ✓ A_b : Age des boues (j) ;
- ✓ X_a : masse totale des boues dans l'aérateur (Kg)
- ✓ ΔX : Boues en excès (Kg/j)

Donc : $A_b = \frac{856}{49069} = 1.74 \text{ jours}$

$$A_b = 1.74 \text{ jours}$$

IV. 4.2.1.15 Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire)

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

Données de base :

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure. On prend $t_s = 1,5h$. [10]
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp} = 551.09 \text{ m}^3/h$

a) Le volume du clarificateur :

$$V = Q_{ptp} \cdot t_s = 551.09 \cdot 1.5 = 826.64 \text{ m}^3$$

$$V = 826.64 \text{ m}^3$$

b) Hauteur du clarificateur :

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

On prend: $H = 3.5 \text{ m}$

$$H = 3.5 \text{ m}$$

c) La surface horizontale du décanteur :

$$Sh = v/h = 826.64/3.5 = 236.18 \text{ m}^2$$

$$Sh = 236.18 \text{ m}^2$$

d) Le diamètre du décanteur:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 826.64}{3,14 \cdot 2}} = 17.35 \text{ m}$$

On prend

$$D = 17.5 \text{ m}$$

e) Détermination du temps de séjours :

- pour le débit de pointe en temps de pluie :

$$T_s = V / Q_{ptp} = 826.64 / 551.09 = 1.5 \text{ h}$$

$$T_s = 1.5 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe en temps sec :

$$T_s = V / Q_{pts} = 826.64 / 183.72 = 4.5 \text{ h}$$

$$T_s = 4.5 \text{ h}$$

2) Horizon 2040 (extension)

Pour l'horizon 2040, le clarificateur sera dimensionné avec la différence des débits des deux horizons, et le bassin d'aération avec la différence des charges polluantes.

➤ Le débit :

$$Q_{pt} = Q_{pt(2040)} - Q_{pt(2025)} = 848.7 - 551.1 = 297.63 \text{ m}^3/\text{h}.$$

➤ La charge polluante :

$$DBO_5 = DBO_5(2040) - DBO_5(2025) = 184.68 \text{ Kg/j}.$$

$$MES = 163.33 \text{ Kg/j. (à la sortie du décanteur primaire)}$$

Les résultats de dimensionnement sont reportés sur le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040)

Désignation	Unité	Horizons	
		2025	2040
Données de base			
-Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	2211	1386.6
-Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	92.11	57.78
-Débit de pointe Q_{ptp}	m^3/h	551.09	297.63
-Charge polluante à l'entrée L_o	Kg/j	342.48	184.68
-La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	66.32	41.6
-La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	276.16	143.08
-Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	81	77
Dimensions du bassin d'aération			
-Volume du bassin V	m^3	285.40	153.90
-Nombre de bassins	-	1	1
-Hauteur du bassin H	m	3.75	3.75
-Surface horizontale du bassin Sh	m^2	95.13	51.30
La longueur du bassin L	m	14	11
La largeur du bassin l	m	7	5.5
-La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	856	462
-Concentration de boues dans le bassin	Kg / m^3	3	3
-Temps de séjours T_s			
• débit en temps de pluies	h	0.52	0.52
• débit en temps sec	h	1.55	1.55

Tableau IV. 7 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2025 et 2040)
(suite)

Désignation	Unité	Horizons	
		2025	2040
Besoins en oxygène			
-Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	369.58	194.15
-La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	15.4	8.1
-La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ .j	0.88	0.86
-Besoin en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	13.92	7.29
Aérateur de surface			
-La puissance nécessaire de l'aération	Kw	10.27	5.39
-puissance de brassage	Kw	7.61	4.1
- nombre d'aérateurs dans le bassin	-	1	1
Bilan des boues :			
-Quantité des boues en excès ΔX	Kg/j	490.69	272.9
-Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	10	10
-Le débit de boues en excès $Q_{bexcès}$	m ³ /j	49.07	27.29
-Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	1.72	1.77
-Le taux de recyclage des boues R	%	43	43
-Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	94746	594.26
-Age des boues A_b	j	1.74	1.69
Dimensions du clarificateur :			
-forme	circulaire		
-Nombre de bassins	-	1	1
-Volume	m ³	826.64	446.45
Hauteur	m	3.5	3.5
-Surface horizontale	m ²	236.18	127.56
-Diamètre	m	17.5	13
- Temps de séjours T_s	j	1.5	1.5
• débit en temps de pluie			
• débit en temps sec			
	j	4.5	4.5

IV. 5 Traitement tertiaire (désinfection)

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection.

La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

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

Remarque : Le traitement tertiaire est le même pour les deux variantes, à faible et moyenne charge.

1) Horizon 2025

IV. 5.1 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. [11]

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

IV. 5.2 La dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{\text{moyj}} * (Cl_2) = 2210.74 * 0,01 = 22.11 \text{ Kg/j}$$

$$D_j = 22.11 \text{ Kg/j}$$

IV. 5.3 Calcul de la quantité de l'eau javel

On prend une solution d'hypochlorite à 48°. [11]

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

48° de chlorométrie → X

$$X = 3,17 * 48 / 1 = 152,16 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

$$X = 152,16 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

IV. 5.4 La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

1 m³ (NaClO) → 152.16Kg de Cl₂

Q_j → 22.11

$$Q_j = 22.11 / 152.16 = 0.15 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / j}$$

$$Q_j = 0.15 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / j}$$

IV. 5.5 La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j * 365 = 0,15 * 365 = 53.03 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / an}$$

$$Q_a = 53.03 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / an}$$

IV. 5.6 Dimensionnement du bassin de désinfection

Q_{ptp} = 551.09 m³/ h (débit de pointe au temps de pluie)

T_s = 30 mn

a) Le volume du bassin :

$$V = Q_{\text{pte}} * T_s = 551.09 * 30 / 60 = 275.55 \text{ m}^3$$

$$V = 275.55 \text{ m}^3$$

b) La hauteur du bassin :

On fixe H = 3m

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

c) La surface horizontale :

$$Sh = V/H = 275.55 / 3 = 91.85 \text{ m}^2$$

$$Sh = 91.85 \text{ m}^2$$

d) La largeur et la longueur

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface $Sh = L * B$

On prend : $L = 2 * B$

$$B = \sqrt{Sh / 2} = 6.78 \text{ m.} \quad \text{On prend:}$$

$$B = 7 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } L = 2 * 7 = 14 \text{ m}$$

⇒

$$L = 14 \text{ m}$$

Avec :

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

2) Horizon 2040 :

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

✓ **Débit de la station :**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

$$Q_{ptp} = 848.72 - 551.09 = 297.63 \text{ m}^3/\text{h}$$

✓ **Débit moyen journalier :**

$$Q_{moyj} = Q_{moyj(2040)} - Q_{moyj(2025)}$$

$$Q_{moyj} = 3597.34 - 2211 = 1386 \text{ m}^3/\text{j}$$

On garde toujours la même forme du bassin (rectangulaire)

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

Tableau IV. 8 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2025	2040
Volume	m ³	275.55	148.82
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	91.85	49.61
Longueur	m	14	10
Largeur	m	7	5
Dose journalière en chlore	Kg/j	22.11	13.87
La quantité d'hypochlorite nécessaire	m ³ /j	0.15	0.09
La quantité annuelle d'hypochlorite	m ³ /an	53.03	33.26

IV. 6 Traitement des boues

IV. 6.1 Variante à faible charge

1) Horizon 2025

IV. 6.1.1 Epaisseur

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

La production journalière des boues est de :

Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $\Delta X_s = 789.08 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

La concentration des boues

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

- Boues secondaire : (10÷30) g/l. on prendra $S_2=10 \text{ g/l}$.

Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)

$$Q_t = Q_2 = \Delta X_s / S_2 = 789.08 / 10 = 78.91 \text{ m}^3/\text{j} \quad \boxed{Q_t = 78.91 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Le volume de l'épaisseur

$$V = Q_t \cdot T_s = 78.91 \cdot 2 = 157.82 \text{ m}^3 \quad \boxed{V = 157.82 \text{ m}^3}$$

T_s : temps de séjours = 2j.

La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 3\text{m}$. On calcule :

$$S_h = V / H = 157.91 / 3 = 52.61 \text{ m}^2 \quad \boxed{S_h = 52.61 \text{ m}^2}$$

Le diamètre

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 52.61}{3.14}} = 8.19 \text{ m.} \quad \text{on prend :} \quad \boxed{D = 9 \text{ m}}$$

Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. on prend : $C_{be} = 85 \text{ g/l}$.

$$Q_d = \Delta X_t / C_{be} = 789.08 / 85 = 9.28 \text{ m}^3/\text{j} \quad \boxed{Q_d = 9.28 \text{ m}^3/\text{j}}$$

IV. 6.1.2 Lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b=8\text{m}; L=20\text{m}; H=0,4\text{m}$$

Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b * L * H$$

$$V = 64\text{m}^3$$

La quantité des boues à extraire quotidiennement est

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 85 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est : $V_1 = 9.28 \text{ m}^3/\text{j}$.

$$V_1 = 9.28 \text{ m}^3/\text{j}$$

Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > v_1 / v = 9.28 / 64 = 0.15 \text{ on prend } n=1$$

Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * V = 12 * 64 = 768\text{m}^3$$

$$V_2 = 768\text{m}^3$$

Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = V_1 * 365 = 9.28 * 365 = 3387.1 \text{ m}^3$$

$$V_{ba} = 3387.1 \text{ m}^3$$

Nombre de lits nécessaire

$$N > v_{ba} / v_2 = 3387.1 / 768 = 4.41 \text{ on prend :}$$

$$N = 5 \text{ lits}$$

Surface nécessaire

$$S = S_0 * N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160\text{m}^2$

$$S = 160 * 5 = \text{m}^2.$$

$$S = 800 \text{ m}^2$$

2) Horizon 2040

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau ci-après :

Tableau IV. 9 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage pour la variante à faible charge (2025 et 2040).

Désignations	unité	2025	2040 (extension)
Dimensionnement de l'épaississeur			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	789.08	494.92
Le débit total de boues issues du décanteur secondaire	m ³ /j	78.91	49.49
Débit des boues épaissies	m ³ /j	9.28	5.82
Hauteur	m	4	4
Surface horizontal	m ²	52.61	32.99
Volume	m ³	157.82	98.98
Diamètre	m	8.5	6.5
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
Le volume des boues à extraire / j	m ³ /j	9.28	5.82
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
Volume des boues à sécher par an	m ³	3387.20	2125.84
Nombre de lits nécessaire	-	5	3
Surface nécessaire	m ²	800	480

IV. 6.2 Variante à moyenne charge

1) Horizon 2025

IV. 6.2.1 Epaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

La production journalière des boues est de :

La quantité totale journalière des boues

a) Boues issues du décanteur primaire :

La boue primaire : $DX_p = DBO_{5\text{éliminée}} + MES_{\text{éliminée}}$

$$DX_p = 342.48 + 260.4 = 602.88 \text{ Kg/j}$$

$$DX_p = 602.88 \text{ Kg/j}$$

b) Boues issues du décanteur secondaire :

Boues secondaires $\Delta X_s = 490.69 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

c) la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_t = DX_p + DX_s = 602.88 + 490.69 = 1093.57 \text{ Kg/j}$$

$$DX_t = 1093.57 \text{ Kg/j}$$

La concentration des boues

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

- ✓ Boues primaires : (20÷30) g/l [2].
- ✓ Boues secondaire : (10÷30) g/l [2].

Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

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

a) Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1$$

DX_p : quantité issues du décanteur primaire

S₁ : concentration des boues.

On prendra S₁ = 25g/l

$$Q_1 = 602.88 / 25 = 24.12 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_1 = 24.12 \text{ m}^3/\text{j}$$

b) Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2$$

S₂: concentration des boues.

On prendra S₂ = 15 g/l

$$Q_2 = 490.69 / 15 = 32.71 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 32.71 \text{ m}^3/\text{j}$$

c) Le débit total (Qt)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 24.12 + 32.71 = 56.83 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_t = 56.83 \text{ m}^3/\text{j}$$

d) La concentration du mélange (S) :

$$S = DX_t / Q_t = 1093.57 / 56.83 = 19.24 \text{ Kg/m}^3$$

$$S = 19.24 \text{ Kg/m}^3$$

e) Le volume de l'épaississeur :

$$V = Q_t \cdot T_s = 56.83 \cdot 2 = 113.66 \text{ m}^3$$

$$V = 113.66 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2j.

f) La surface horizontale :

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

$$Sh = V / H = 113.66 / 3 = 37.89 \text{ m}^2$$

$$Sh = 37.89 \text{ m}^2$$

g) Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = 6.94 \text{ m} \quad \text{on prend :}$$

$$D = 7 \text{ m}$$

h) Caractéristiques des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. [9]

i) Calcul du débit des boues épaissies

$$C_{be}=85 \text{ g/l.}$$

$$Q_d = DXt/85 = 1093.59/85 = 12.87 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = 12.87 \text{ m}^3/\text{j}$$

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. [9]

a) La quantité de MVS contenue dans les boues :

- ✓ MES=651 kg/j
- ✓ MVS=455.7 kg/j
- ✓ MMS=195.3 kg/j

La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation :

$$MVS_s = MVS - 0.45 \cdot MVS = 195.3 - 0.45 \cdot 195.3 = 250.64 \text{ kg/j.}$$

b) Temps de séjour :

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

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} \quad (\text{IV.24})$$

- ✓ B_{a0} : 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 K_s varient entre 0,05 et 0,5, nous prenons $K_s=0,05$.

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

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0.95 \cdot B_{a0} \quad (\text{IV.25})$$

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$$(1 - 0.95) \cdot B_a = 45\% \text{ De MVS stabilisé}$$

$$0,05 B_a = 0.45 \cdot 250.64 = \mathbf{205.07 \text{ kg}}$$

$$\text{Alors } B_a = 4101.32 \text{ kg}$$

$$B_a = 4101.32 \text{ kg}$$

L'extraction journalier est de 1401,32 Kg MVS /J. l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{410132}{25064} = 16 \text{ jours}$$

$$T = 16 \text{ jours}$$

c) Boues en excès dans le stabilisateur :

$$Q_{\text{excès}} = MM + (MVS)_{\text{sortie}} = 195.3 + 250.64 = 445.94 \text{ kg de boues / jour}$$

$$Q_{\text{excès}} = 445.94 \text{ kg de boues / jour}$$

d) Dimensionnement du bassin de stabilisation :**➤ La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)**

$$M_b = Q_{\text{excès}} * t = 445.94 * 16 = 7297.15 \text{ kg.}$$

$$M_b = 7297.15 \text{ kg.}$$

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

➤ Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_b / C_{be} = 7297.15 / 85 = 85.85 \text{ m}^3$$

$$V = 85.85 \text{ m}^3$$

➤ Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation $H = 3 \text{ m}$

$$S_h = V / H = 85.85 / 3 = 28.62 \text{ m}^2$$

$$S_h = 28.62 \text{ m}^2$$

➤ La largeur de bassin

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

On a $L = 2 * l$

$$l = (S_h / 2)^{0.5} = 3.78 \text{ m} \quad \text{on prend :}$$

$$l = 4 \text{ m}$$

➤ La longueur de bassin

$$L = 2 * l = 2 * 4 = 8 \text{ m}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

➤ Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface $2 \text{ kg O}_2 / \text{kg MVS détruit}$

-La masse des boues détruites par jour est de 250.64 kg/j

$$DO_2 = 2 * 250.64 = 501.27 \text{ kg O}_2 / \text{j}$$

$$DO_2 = 501.27 \text{ kg O}_2 / \text{j}$$

lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$b = 8 \text{ m}$; $L = 20 \text{ m}$; $H = 0,4 \text{ m}$

a) Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b * L * H$$

$$V = 64 \text{ m}^3$$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 501.27 \text{ kg/j.}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 20 à 80 g/l. on la prend = 35 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1 = 501.27 / 35 = 14.32 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$V_1 = 14.32 \text{ m}^3/\text{j.}$$

b) Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > v_1 / v = 14.32 / 64 = 0.22 \text{ on prend } n = 1$$

c) Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * v = 12 * 64 = 768 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 768 \text{ m}^3$$

d) Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 14.32 * 365 = 5227.56 \text{ m}^3$$

$$V_{ba} = 5227.56 \text{ m}^3$$

e) Nombre de lits nécessaire

$$N > V_{ba} / V_2 = 5227.56 / 758 = 7 \text{ lits}$$

$$N = 7 \text{ lits}$$

f) Surface nécessaire :

$$S = S_0 * N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160 \text{ m}^2$

$$s = 160 * 7 = 1120 \text{ m}^2.$$

$$s = 1120 \text{ m}^2$$

2) Horizon 2040

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

Tableau IV. 10 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2025 et 2040).

Désignations	Unité	2025	2040
Dimensionnement de l'épaississeur			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	602.88	348.01
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	490.69	272.9
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	1093.57	620.91
Le débit total	m ³ /j	56.83	32.11
La concentration du mélange :	Kg/m ³	19.24	19.33
Débit des boues épaissies	m ³ /j	12.87	7.3
Hauteur	M	3	3
Surface horizontale	m ²	37.89	21.41
Volume	m ³	113.66	64.23
Diamètre	m	7	6
Stabilisateur aérobie			
La quantité de MVS contenue dans les boues			
- MES	kg/j	651	408.32
-MM		195.32	122.49
- MVS		455.7	285.82
La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :	kg/j	250.64	157.20
Temps de séjour :	J	16.36	16.36
Boues en excès dans le stabilisateur :	Kg /j	445.94	279.7
La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur	Kg	7297.16	4576.82
Hauteur	M	3	3
Volume du bassin de stabilisation	m ³	85.85	53.85
Surface horizontale	m ²	28.62	17.95
La longueur de bassin	m	8	6
La largeur de bassin	m	4	3
Quantité d'air par jour Do ₂	Kg o ₂ /j	501.27	314.4
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
la quantité des boues à extraire	Kg/j	501.27	314.4
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
Volume des boues à sécher par an	m ³	5227.56	3278.77
Nombre de lits nécessaire	-	7	5
Surface nécessaire	m ²	1120	800

IV. 7 Conclusion

Dans cette partie on a pu dimensionner les différents ouvrages de la station d'épuration de la ville de KADIRIA, en étudiant les deux variantes qui sont : Le traitement biologique à faible charge, et à moyenne charge.

En faisant une étude comparative entre les deux variantes, il s'est avéré que le traitement le plus adéquat à notre station d'épuration est : le traitement biologique à faible charge. Et cette décision est fondée sur les raisons suivantes :

- ✓ Le rendement d'élimination pour la variante à faible charge est plus important que celui de la moyenne charge.
- ✓ La présence d'azote avec des concentrations importantes, ce qui favorisera la nitrification dans le bassin d'aération pour la variante à faible charge.

Chapitre V

Calcul

hydraulique

V. 1 Introduction

Après avoir dimensionné de tous les ouvrages constituant notre station d'épuration, et puisque le réseau d'assainissement de la ville de KADIRIA est de type unitaire, il est nécessaire de réaliser un déversoir d'orage à l'amont de la station d'épuration, afin de ne pas dépasser le débit de pluie prévu dans nos calculs, donc éviter le surplus d'eau qui pourra engendrer tant de problèmes au niveau de la STEP.

Dimensionner les conduites véhiculant les eaux entre les ouvrages, et la détermination des cotes piézométriques de ces derniers est aussi nécessaire, pour s'assurer le transport de ces eaux d'une façon gravitaire, et aussi assurer une bonne transmission des eaux à épurer entre les ouvrages de traitement.

V. 2 Déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement d'une manière à décharger le réseau d'aval.

Quel que soit le type d'ouvrage, un déversoir doit assurer trois fonctions essentielles :

- ✓ Evacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec.
- ✓ Surverser le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau en amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval.
- ✓ Assurer le partage du polluant entre milieu naturel et collecteur aval. Ce partage est différent suivant le type du déversoir d'orage, sa position sur le réseau et les ouvrages annexes. [12]

En fonction de la topographie, de l'endroit de la décharge, de l'endroit de la STEP, et les conditions hydrauliques, on choisit le type du déversoir à adopter.

En appliquant ces conditions dans notre projet, on optera pour un déversoir d'orage type latérale, Vu à la faible pente de notre terrain et l'emplacement de la STEP (voir planche N°2).

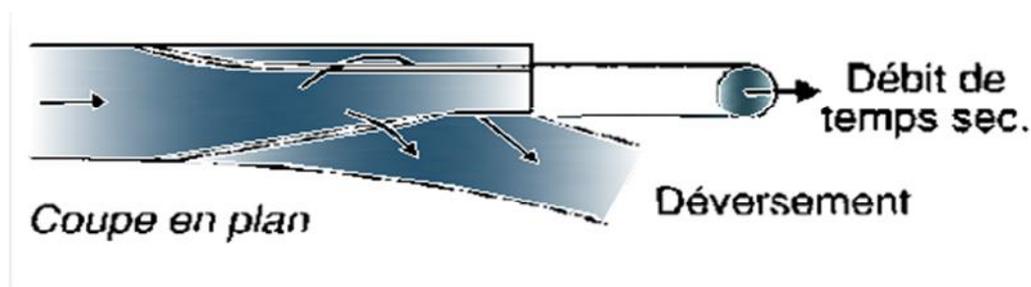


Figure V.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latérale (source : hydraulique formation.blogpot.com).

V. 2.1 Dimensionnement du déversoir d'orage

Après avoir calculé le débit au temps de pluie (on tient compte de la dilution) on a :

- ✓ Le débit acheminé vers la station d'épuration: $Q_{ptp} = 848.7 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0.236 \text{ m}^3/\text{s}}$
- ✓ Le débit pluvial $Q_{pl} = 1224.6 \text{ l/s} = 1.224 \text{ m}^3/\text{s}$ (source : DRE de BOUIRA)

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{ptp} + Q_{pl} \quad (\text{V.1})$$

$$Q_v = 0,236 + 1.224 = 1.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\boxed{Q_v = 1,46 \text{ m}^3/\text{s}}$$

V. 2.1.1 l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2040:

$$Q_v = 1,46 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad I = 4 \%$$

D'après l'abaque de Bazin (01et 02) (voir ANNEXES 01, 02)

- ✓ $D_e = 800 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir).
- ✓ $Q_{ps} = 1.8 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).
- ✓ $V_{ps} = 3.6 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ Rapport des débits :

$$r_Q = Q_v / Q_{ps} = 1,46 / 1.8 = \mathbf{0,81}$$

- ✓ Hauteur de remplissage :

$$r_H = H_e / D_e = 0.68 \Rightarrow H_e = r_H * D_e \Rightarrow \mathbf{H_e = 0,68 * 800 = 544 \text{ mm}}$$

- ✓ Vitesse d'écoulement :

$$r_V = V / V_{ps} = 1.06 \Rightarrow V = r_V * V_{ps} \Rightarrow \mathbf{V = 1,06 * 3.6 = 3.82 \text{ m/s}}$$

V. 2.1.2 A l'aval du déversoir (vers la station)

- ✓ $Q_{ptp} = 0.153 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $I = 1.7\%$

D'après l'abaque de Bazin (01et 02) (voir ANNEXES 01, 02)

- ✓ $D_s = 400 \text{ mm}$.
- ✓ $Q_{ps} = 0,31 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $V_{ps} = 1.36 \text{ m/s}$.

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ Rapport des débits :

$$r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 0.153 / 0.31 = \mathbf{0.49}$$

- ✓ Hauteur de remplissage :

$$r_H = H_s/D_e = 0.66 \Rightarrow H_s = r_H * D_e \Rightarrow H_s = 0.49 * 400 = 196 \text{ mm}$$

✓ Vitesse d'écoulement :

$$r_V = V/V_{ps} = 1.06 \Rightarrow V = r_V * V_{ps} \Rightarrow V = 0.99 * 1.36 = 1.35 \text{ m/s}$$

V. 1.1.3 Le débit déversé vers le milieu naturel (Q_d) :

$$Q_{dév} = Q_v - Q_{ptp} = 1,46 - 0,153 = 1.31 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dév} = 1,31 \text{ m}^3/\text{s}$$

V. 2.1.4 Dimensionnement du déversoir d'orage

Après avoir calculé les hauteurs H_e et H_s tel que :

- ✓ La hauteur d'entrée $H_e = 544 \text{ mm}$
- ✓ La hauteur de seuil $H_s = 500 \text{ mm}$

On calcule La lame d'eau déversée qui est donnée par la formule suivante :

$$H_d = (H_e - H_s) / 2 \quad (\text{V.2})$$

$$H_d = (544 - 196) / 2 = 174 \text{ mm}$$

V. 2.1.5 la largeur du seuil déversant

$$Q_{dév} = 2/3 * u * b * H_d (2g * H_d)^{0,5} \quad (\text{V.3})$$

$$\text{On déduit : } b = (3 * Q_d) / (2u * (2g)^{1/2} * H_d^{3/2})$$

Avec :

- ✓ u : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée ; pour les crêtes minces on prend $u = 0,6$.
- ✓ g : L'accélération de la pesanteur m^2/s .

$$b = (3 * 1.31) / (2 * 0,6 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,174^{3/2}) = 10.19 \text{ m}$$

$$b = 10,19 \text{ m}$$

puisque la largeur du seuil déversant est trop grande, c'est ce qui n'est pas réalisable en pratique donc on prévoit un déversoir à double latéral qui va avoir une largeur de $b = 5.08 \text{ m}$

V. 3 Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci-dessous :

Tableau V. 1: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	96.63
Déssableur-déshuileur	96.36
Bassin d'aération	95.9
Décanteur secondaire	95.18
Bassin de désinfection	94.64

V. 3.1 Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Pour relier les différents ouvrages de notre station d'épuration on a opté pour des conduites de nature PEHD, comme matériau qui présente une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH modifiée:

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \quad (V.4)$$

Avec :

- ✓ K : coefficient de perte de charge
- ✓ Q : débit en m³/s ;(Q=0,172m³/s)
- ✓ L : longueur de la conduite (m)
- ✓ D : diamètre de la conduite (mm)
- ✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement, pour un régime turbulent β=1.77
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite : pour PEHD, m=4.774
- ✓ C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A(m)
- ✓ C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B(m)

V. 3.2 Diamètres

D'après la formule (V.4) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \quad (V.5)$$

VIII.3.1.2. Longueurs des conduites

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau V. 2: Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	2.68
Déssableur-déshuileur - Bassin d'aération	5.47
Bassin d'aération - Décanteur II	6.1
Décanteur II - Bassin de désinfection	6.15

V. 3.3 Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

Les cotes piézométriques sont données par l'équation de BERNOULLI :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \quad (V.6)$$

- ✓ P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- ✓ $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- ✓ Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- ✓ H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$$Cp_1 = Cp_2 + H_{1-2} \quad (V.7)$$

V. 3.4 Calcul des cotes piézométriques et les diamètres des conduites reliant les ouvrages :

V. 3.4.1 Dégrilleur -Déssableur-déshuileur (A-B)

On a :

- Côte du radier du Dégrilleur (A) :96.87 m ;
- Hauteur d'eau : 1m
- D'où : $Cp_A=97.87$ m
- Côte du radier du déssableur-déshuileur(B) :96.11m.
- Hauteur d'eau : 1.5 m
- D'où : $Cp_B:97.61$ m
- $L=2.68$ m

1) Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 2.68 * 0.153^{1.77}}{(97.87 - 97.61)}} = 0.210$$

$$D_c = 210\text{mm}$$

 \Rightarrow

$$\boxed{D_n=250\text{mm}}$$

2) Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{PB}' = C_{PA} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$$

$$\boxed{C_{PB}'=97.79\text{m}}$$

V. 3.4.2 Conduite déssableur - aération (B'-C) :

- $C_{PB}'=97.79\text{m}$
- Côte du radier d'aérateur (C) : 93.78m ;
- Hauteur d'eau : 3 m
- D'ou : C_{PC} : 96.78m
- $L=5.47\text{m}$

1) Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PB}' - C_{PC})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 5.47 * 0.153^{1.77}}{(97.79 - 96.78)}} = 0.190$$

$$D_c = 168\text{mm}$$

 \Rightarrow

$$\boxed{D_n=200\text{mm}}$$

2) Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{PC}' = C_{PB}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$$

$$\boxed{C_{PC}'=97.31\text{m}}$$

V. 3.4.3 Conduite d'aération -bassin de clarificateur (C'-D)

- $C_{PC}'=97.31\text{m}$
- Côte du radier du bassin de clarification(D) : 93.05m ;
- Hauteur d'eau : 3 m
- D'ou : C_{PD} : 96.05m
- $L=6.1\text{m}$

1) Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PC}' - C_{PD})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 6.1 * 0.153^{1.77}}{(97.31 - 96.05)}} = 0.165$$

$$D_c = 165\text{mm}$$

 \Rightarrow

$$\boxed{D_n=200\text{mm}}$$

2) Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{pD'} = C_{pC'} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow \boxed{C_{pD'} = 96.77m}$$

V. 3.4.4 Conduite clarificateur -bassin de désinfection (D'-E)

- $C_{pD'} = 96.77m$
- Côte du radier du bassin de désinfection(E) : 92.89m ;
- Hauteur d'eau : 3 m
- D'ou : $C_{pE} = 95.39m$
- $L = 6.15m$

1) Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pD'} - C_{pE})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 6.15 * 0.153^{1.77}}{(96.77 - 95.39)}} = 0.161$$

$$D_c = 161mm \Rightarrow \boxed{D_n = 200mm}$$

2) Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{pE'} = C_{pD'} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pE'} = 96.23m$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau V. 3 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP et les dimensions des conduites.

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	hauteur d'eau (m)	Cote piézométrique (m)	D (mm)
Dégrilleur	96.85	96.85	1	97.85	250
Déssableur-déshuileur	96.36	96.11	1.5	97.79	200
bassin d'aération	95.9	93.78	3	97.31	200
décanteur secondaire	95.18	93.05	3	96.77	200
bassin de désinfection	94.64	92.89	2.5	96.23	

V. 4 conclusion

Dans cette partie on a vu le dimensionnement du déversoir d'orage qui va nous assurer un débit de pluie de $0.153 \text{ m}^3/\text{s}$ et surverser le surplus dans le milieu naturel (vers oued Isser). On a pu aussi déterminer les diamètres des conduites de transfère d'eau entre les ouvrages de la station, les cotes piézométriques de chaque un de ces derniers. D'où on conclut que la chaine de traitement se fera d'une façon gravitaire.

Chapitre VI

Gestion et exploitation

de la station

VI. 1 Introduction :

En terminant la première étape de conception de la station d'épuration qui est le dimensionnement de ses différents ouvrages, on doit penser à la phase ultérieure une fois qu'elle commence à fonctionner, cette étape est l'exploitation et la gestion de la station d'épuration.

Pour assurer un bon fonctionnement de notre station d'épuration, il est primordial de faire une exploitation efficace, une bonne gestion, et un entretien continu. Donc procéder des contrôles d'une façon permanente.

VI. 2 Gestion des ouvrages

VI. 2.1 Dégrillage (prétraitement)

a) **Rôle:** retenir les gros déchets.

b) **But :** est d'éviter :

- ✓ Le colmatage des pompes de relèvement.
- ✓ L'accumulation de déchets non biodégradables (plastiques...) sur les ouvrages.
- ✓ Le colmatage des canalisations de transfert.

c) **Type:** à nettoyage automatique ou manuel.

d) **Dysfonctionnements :**

Un défaut d'entretien ou une panne prolongée (équipement auto) entraîne une mise en charge des collecteurs :

- ✓ Risque de colmatage du réseau ;
- ✓ Rétention de dépôts en fermentation pouvant occasionner des perturbations de fonctionnement de la station ;
- ✓ Risques d'odeurs (H₂S).

e) **Suivi :**

- ✓ Contrôle visuel journalier des équipements électromécaniques ;
- ✓ Inspection journalière de la quantité de déchets retenus.

f) **Entretien :**

- ✓ Nettoyage journalier de la grille manuelle (la fréquence pourra être réduite suivant l'importance des déchets retenus) ;
- ✓ Mise en stockage en conteneur à ordures ou bac approprié après égouttage préalable.

g) **Matériels utilisés :**

- ✓ Râteau ou fourche.

h) Temps nécessaire d'entretien :

- ✓ 1 à 2 mn par manipulation.

i) Devenir des déchets :

- ✓ Stockage en décharge;
- ✓ Incinération après compactage ;
- ✓ Proscrire leur évacuation en agriculture.

VI. 2.2 Dessablage (prétraitement)**a) Rôle :** est de retenir les matières lourdes, sables et graisses.**b) But :** est d'éviter :

- ✓ L'engorgement des canalisations ;
- ✓ L'usure des pompes ;
- ✓ Les dépôts dans les bassins.

c) Automatismes :

Pour un système couplé avec un dégraisseur :

- ✓ Détassage-lavage : 1 ou plusieurs fonctionnements journaliers de 30 s à 1 mn suivant les besoins ;
- ✓ Extraction : 1 à 2 fois par semaine en situation habituelle (commande manuelle) (voir entretien).

d) Suivi :

- ✓ Contrôle de la quantité des sables piégés ;
- ✓ Inspection journalière des équipements électromécaniques.

e) Entretien :

Extraction des sables 1 à 2 fois par semaine et stockage sur une aire d'égouttage.

Pour les systèmes d'extraction par surpresseur d'air, l'extraction se déroulera en 3 temps :

- ✓ Admission d'air, vanne d'extraction fermée durant 30 s à 1 mn pour séparation sables-matières organiques ;
- ✓ Arrêt d'air durant 3 à 5 mn pour décantation des sables ;
- ✓ Admission d'air, vanne d'extraction ouverte pour l'évacuation des sables.

f) Matériels utilisés : Pelle**g) Temps nécessaire pour l'entretien :** 15 à 30 mn par semaine

h) Devenir des sables :

- ✓ Stockage en décharge ;
- ✓ Utilisation en remblais (attention aux risques de lessivage de matières organiques vers les .

VI. 2.3 Dégraissage (prétraitement)**a) Rôle :** Séparer de l'eau, les huiles et les matières grasses (animales et végétales).**b) But :** Eviter :

- ✓ L'encrassement des ouvrages ;
- ✓ La formation de flottants et d'écumes ;
- ✓ Les perturbations de l'aération ;
- ✓ Les départs avec l'eau traitée.

c) Automatismes :

- ✓ Aération : plusieurs fonctionnements journaliers ;
- ✓ Raclage : jusqu'à 2 à 3 fonctionnements/h.

d) Suivi :

- ✓ Contrôle des équipements (raclage) ;
- ✓ Vérification de la mise en trémie des graisses (colmatage).

e) Entretien :

- ✓ Ecumage journalier des ouvrages non mécanisés et stockage en fosse (la fréquence pourra être adaptée suivant l'importance des écumes) ;
- ✓ Vidange régulière de la fosse de stockage des écumes (ne pas attendre la surcharge de celle-ci : risques d'odeurs, de retours d'eau surnageant chargée en graisses);
- ✓ Une remise en suspension 1 à 2 fois par semaine des dépôts organiques sera nécessaire.

f) Matériels utilisés :

- ✓ Ecumoire ;
- ✓ Raclette ;
- ✓ Citerne pour la vidange des graisses.

g) Temps nécessaire pour l'entretien : Quelques minutes par opération.**h) Devenir des graisses :**

- ✓ Valorisation agricole tolérée dans une proportion raisonnable par rapport aux boues (5 à 10 % maxi).
- ✓ Incinération.

- ✓ Traitement biologique spécifique.

VI. 2.4 Bassin d'aération (traitement biologique)

a) Rôle :

- ✓ Fournir l'oxygène en suffisance aux bactéries
- ✓ Assurer un brassage homogène du bassin

b) But :

- ✓ Maintenir la bonne activité des bactéries pour assurer une élimination correcte de la pollution carbonée et azotée.
- ✓ Eviter la formation de dépôts

c) Dysfonctionnements :

- ✓ Des dégradations notables de la qualité du rejet peuvent être provoquées par :
- ✓ Une insuffisance d'aération (présence importante d'ammoniaque (NH_4), eaux troubles, gonflement des boues) en raison :
 - ✓ D'une surcharge polluante ;
 - ✓ D'une concentration en boue trop élevée ;
 - ✓ D'un excès d'aération (présence de nitrates (NO_3), rejets de flocons de boues (dénitrification)).

d) Suivi :

- ✓ Relevé des compteurs horaires une à plusieurs fois par semaine, contrôle des rejets d'ammoniaque et de nitrates sur l'eau épurée par des tests simples et comparateur colorimétrique à des jours différents de la semaine et en alternance matin et après-midi ;
- ✓ Ce contrôle se fera sur un échantillon moyen 24H pour les stations en auto surveillance. A chaque fois que sont observées des remontées de flocons de boues sur le clarificateur ou des formations anormales d'écumes, le test nitrate sera réalisé en sortie de bassin 30 à 60 mm après l'arrêt des aérateurs ;
- ✓ Les réglages devront être adaptés en fonction des résultats obtenus.

VI. 2.5 Clarificateur (traitement secondaire)

a) Rôle : Séparer les phases eau et boue.

b) But :

- ✓ Séparer les phases eau et boue ;
- ✓ Assurer un rejet de matière en suspension le plus réduit possible.

c) Dysfonctionnements :

La décantation des boues peut être notablement perturbée par :

- ✓ Une surcharge hydraulique (vitesse ascensionnelle maxi : 0,6 m.h)
- ✓ Un défaut de recirculation ;
- ✓ Une insuffisance d'aération favorisant le gonflement des boues (bactéries Filamenteuses) ;
- ✓ Un excès d'aération favorisant des remontées de flocons de boues (dénitrification).

d) Suivi :

- ✓ 1 à 2 fois par semaine : test de décantation en éprouvette ;
- ✓ Vérification journalière de la limpidité et du niveau des boues dans le clarificateur (en fin de matinée ou début d'après-midi de préférence) ;
- ✓ Les réglages d'extraction devront être adaptés en fonction des résultats de décantation obtenus.

e) Entretien :

- ✓ Brossage des parois de l'ouvrage jusqu'au fond de l'ouvrage (recirculation mise en continu pour la récupération des boues) 1 fois par semaine ;
- ✓ Vidange régulière de la fosse de stockage 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.

VI. 2.6 Recirculation et traitement des boues

a) Rôle : Evacuer les boues décantées dans le clarificateur.

b) But : Assurer un ensemencement des boues.

c) Dysfonctionnement :

Une insuffisance de recirculation va provoquer un stockage des boues dans le clarificateur et favoriser un gonflement des boues, des rejets de boues.

f) Suivi :

- ✓ S'assurer d'un débit permanent de recirculation.
- ✓ Relevé des compteurs horaires
- ✓ Inspection visuelle journalière du puits de recyclage
- ✓ Contrôle régulier du débit des pompes (au moins 2 fois par an)

g) Entretien :**➤ Lits de séchage :**

- ✓ Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement dés herbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- ✓ Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- ✓ Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- ✓ Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refaits complètement, les drains seront colmates ou brisés).
- ✓ Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

➤ Epaisseur :

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- ✓ Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.
- ✓ Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux surversées et des boues épaissies.
- ✓ Relever les volumes des boues soutirées des épaisseur.

VI. 3 Suivi régulier des installations**VI. 3.1 La mesure des débits**

Pour les stations équipées d'un débitmètre enregistrant les débits journaliers, il est demandé de noter les débits journaliers dans la colonne « volume ». Le volume total du mois est calculé en faisant la différence entre les index du dernier et premier jour du mois.

Pour les stations équipées d'un poste de relèvement, le volume est estimé par le relevé hebdomadaire des compteurs horaires et le débit des pompes. Un étalonnage régulier des pompes est nécessaire.

VI. 3.2 Le relevé des compteurs horaires

Une fois par semaine, le nombre d'heure inscrit par compteurs (relevage, turbine d'aération, recirculation, etc.) Est relevé. Ce relevé permet de déceler la présence d'une anomalie sur les éléments électromécaniques de la station.

VI. 3.3 Contrôle du système électrique

Une fois par semaine, pour surveiller la consommation électrique de la station. Une hausse ou une chute de la consommation peut traduire une usure ou le dysfonctionnement des appareils électromécaniques.

VI. 3.4 La météo

Indiquer la dominante des 5 derniers jours par soleil, humide, pluie, gel, neige, chaud, doux, froid. La météo est une indication importante surtout si le réseau est unitaire.

VI. 3.5 Le déversoir d'orage

Si celui-ci se trouve sur le site de la station, il doit être équipé d'un détecteur de surverse pour connaître la fréquence de déversement. Un rapport hebdomadaire est demandé dans la colonne « Déversement ». Le but est de savoir si de l'eau usée non épurée passe en surverse ou pas, notamment par temps sec.

VI. 3.6 La transparence

Avec un disque de Secchi, ce test permet d'apprécier la limpidité de l'effluent traité. A réaliser lors de chaque passage.

On plonge dans le clarificateur, un disque de Secchi et on note la profondeur (h) à laquelle il devient invisible.

Remarque : Disque de Secchi : disque blanc de 30 cm de diamètre fixé en son centre à un manche, d'une longueur d'environ 1m80 et gradué de 10 en 10 cm.



Figure VI.1 : disque de Secchi. (Source : aquameric.com)

VI. 3.7 Les déchets de prétraitements

Le volume des déchets de prétraitement doit être estimé par : comptage de poubelles évacués, de sacs évacués (tamis rotatif), etc. La destination est à indiquer.

VI. 3.8 Observations

- ✓ Doivent être mentionnés sous cette rubrique, tous les évènements inhabituels que peut avoir subi la station : station disjonctée par un orage, appareil en panne (date de la panne et date de remise en service), violents apports d'eaux avec curage de réseau, apparition de mousses, pertes de boue, etc.
- ✓ Toutes modifications sur les réglages des appareils électromécaniques sont notées (aération, recirculation, etc.) avec la date et la teneur de ces modifications.
- ✓ L'arrivée de toutes eaux brutes non conformes aux effluents domestiques doit être indiquée. Cela peut être des eaux industrielles, des huiles de vidanges, des solvants, etc.

VI. 3.9 Contrôle de fonctionnement de la station

- ✓ Faire le tour de l'ouvrage pour déceler toutes anomalies (odeur, couleur, débit, départ de boues)
- ✓ Vérifier le déversoir d'orage.
- ✓ Vider le panier de dégrillage du poste de relèvement.
- ✓ Nettoyer les prétraitements et évacuer les déchets.
- ✓ Nettoyer les parois des bassins.
- ✓ Nettoyer la goulotte du clarificateur.
- ✓ Contrôle du fonctionnement des moteurs, et des compteurs de l'armoire électrique.
- ✓ Effectuer les tests NH₄ et NO₃ sur effluent traité.
- ✓ Renseigner le cahier d'exploitation (compteur horaire, compteur électrique, disque de Secchi,
- ✓ Volumes de boues extraites, volume de prétraitements extraits, test de décantation,...)
- ✓ Entretien régulier :
- ✓ Nettoyer les flotteurs, câbles électriques et chaînes du poste de relèvement.
- ✓ Entretien des abords.
- ✓ Entretien annuel :
- ✓ Nettoyage et vidange des appareils électromécaniques (pompes, turbines).
- ✓ Vérification de l'installation électrique par un professionnel agréé.
- ✓ Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VI. 4 Hygiène et sécurité du personnel

La station d'épuration, organe de protection du milieu récepteur, peut également constituer une source de danger et de nuisance, pour le personnel qui est amené à y travailler comme pour le voisinage. Des précautions sont donc à prendre :

VI. 4.1 Risques de circulation :

Les chutes comptent parmi les accidents les plus fréquents. Elle sont dues à l'absence de balustrades, à l'étroitesse des abords des bassins, des dégagements et des cheminements, à la présence de boue ou d'eau sur le sol et les équipements, à l'éclairage insuffisant, au port de bottes ou de chaussures à semelles glissantes, et trop souvent à la négligence et au mauvais entretien.

Pour éviter tous ces problèmes :

- ✓ Des accès commodes munis de gardes corps devront être étudiés pour faciliter les opérations de visite et d'entretien ;
- ✓ Des filins seront tendus autour ou en travers des bassins ;
- ✓ Les glissades seront évitées par la mise en place des sols anti dérapant ;
- ✓ Le nettoyage des sols, l'élimination des flaques des boues ou d'eau et des taches de lubrifiants ;
- ✓ Port des chaussures anti dérapantes et un bon éclairage.

VI. 4.2 Risques d'incendie et d'explosion

Le risque d'incendie est très réduit sur les stations ou il n'existe pas de stockage des gaz de digestion. Seule la défaillance simultanée de l'ensemble des dispositifs de protection électrique pourra entraîner l'apparition d'un feu de ce type. [3]

VI. 4.3 Risques d'intoxication

Un risque d'intoxication peut apparaître à la suite de déversement de substances toxiques. Des précautions spéciales seront à prendre, toute odeur anormale, toute sensation inhabituelle entrainera la remontée immédiate, et sera aussitôt signalée au responsable de la station.

VI. 4.4 Risques mécaniques :

Les risques mécaniques (entraînement, choc, cisaillement, coupure) résultant d'organes en mouvement seront prévenus par la mise en place d'écrans ou de grilles, fixes ou mobiles selon le cas. Les protections mobiles ne devront pas pouvoir être ouvertes sans provoquer de ce fait l'arrêt de l'organe qu'elles isolent.

On portera attention à la chaîne de dégrillage, à l'entraînement des systèmes de raclage, etc. Le port des gants limite considérablement les occasions de coupure ou de brûlure.

VI. 4.5 Risques dus aux réactifs

Un certain nombre des réactifs utilisés pour les traitements physicochimiques d'effluents ou encore pour la décontamination avant rejet sont fortement corrosifs, sont susceptibles d'atteindre le système respiratoire et les yeux, et peuvent attaquer la peau.

La protection des yeux et de la bouche sera assurée par des lunettes et un masque, celle des corps et des mains par des vêtements adaptés et des gants.

La réglementation des établissements classés impose de nombreuses contraintes pour les dépôts de chlore (limitation des quantités stockés, emplacement, aménagement du local de stockage, détection de toute activité dans le local de stockage, etc). [3]

VI. 4.6 Risque électrique

Vu aux conditions humides des stations, les risques électriques sont très nombreux. Donc des mesures de préventions devront être mises en places :

- ✓ L'utilisation des outils à manche isolant ;
- ✓ Des plateformes et d'échelles isolantes ;
- ✓ De port des gants et de chaussures à semelles isolantes ;
- ✓ Eviter l'élimination des dispositifs de sécurité et surtout des « bricolages ».

VI. 5 Conclusion

La gestion et l'exploitation de la station d'épuration est une phase très importante, qui permet d'assurer le bon déroulement des différentes étapes épuratoires, assurer la sécurité du personnel qui travaille au niveau de la station.

En revanche, une mauvaise gestion sera la raison principale d'un déséquilibre de fonctionnement, ou endommagement d'un équipement au niveau de la station, et même une atteinte à la sécurité humaine.

Conclusion général

Au terme de ce travail on peut conclure que l'installation d'une station d'épuration à l'aval de la ville de KADIRIA est une nécessité, vu à son important rôle dans la protection d'oued ISSER de la pollution, et la possibilité de réutilisation des eaux usées dans l'agriculture.

L'étude climatologique de la ville de KADIRIA nous a permis de définir le climat de la région comme étant « un climat semi-aride », avec une saison sèche, et autre humide et longue.

Les résultats d'analyses des eaux résiduaires de la ville de KADIRIA donnent la nature urbaine et la biodégradabilité de la pollution de ces eaux. D'où un simple traitement biologique donnera un bon résultat d'élimination de la charge organique.

En étudiant les différents procédés d'épuration, il s'est avéré que le meilleur choisi pour le traitement des eaux usées de la ville de KADIRIA est le procédé par boues activées. Vu à la surface réduite qu'il demande, il est le plus utilisé en Algérie, il assure une meilleure qualité des eaux rejetés, assure un meilleur rendement, et il est le plus adapté au climat de la région.

Pour le choix de la variante d'épuration, on a étudié la variante à faible charge, et la moyenne charge. En comparant entre les deux, on a opté pour la faible charge, car elle présente un meilleur rendement épuratoire, elle permet d'éliminer plus d'azote, et l'espace occupé par les ouvrages est réduit par rapport à la moyenne charge.

Afin d'assurer un bon fonctionnement des ouvrages de la station, un bon déroulement des étapes épuratoires, la sécurité et l'hygiène du personnel, il est indispensable de faire une bonne gestion et exploitation de la station, reposant sur un entretien des ouvrages, le nettoyage régulier de la station, et mettre en disposition tous les moyens de sécurité.

Références bibliographiques

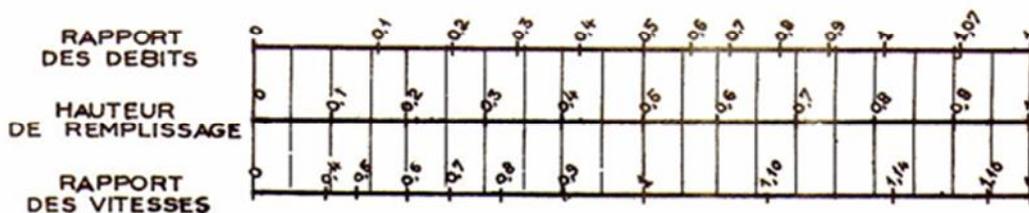
- [1] **Degrémont** ; Mémento technique de l'eau : T. 1.- 10e ed.- Paris : Degrémont, 785p. 2005.
- [2] **J.P.Beharc, P.Boutin, B.Mercier...**[et.al.]. ; Traitement des eaux usées.- 2e. ed.-Paris : Eyrolles, 281p, 1987.
- [3] **Gaid, Abdelkader.** ; Epuration biologique des eaux usées urbaine : T.2.- Alger : OPU, 261p. 1987.
- [4] **Cyril Gommella, Henri Guerree.** ; Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales : la collecte.- Paris : Eyrolles, 239p. 1986.
- [5] **P.D.Cemagref** ; Les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités, Paris. 1990.
- [6] **AERM** ; Procédés d'épuration des petites collectivités du bassin Rhin-Meuse – Juillet 2007.
- [7] **Cindy Bassompierre** ; Procédé `a boues activées pour le traitement d'e uents papetiers : de la conception d'un pilote `a la validation de modèles. Domain stic.inge. Institut National Polytechnique de Grenoble - INPG, France. 2007.
- [8] **HAMICHE. Lydia** ; conception d'une station d'épuration pour la ville de Béni Douala (w. TIZI OUZOU). ENSH Blida Algérie. 127p. 2013.
- [9] **Nicolas B** ; Traitement biologique des eaux usées, INRA-Laboratoire de Biotechnologie de l'Environnement. 20p. 2012.
- [10] **Hadj Rabah. M** ; Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. Mémoire d'ingénieur d'état option hydraulique. ENP Alger Algérie.120p. 2005.
- [11] **DEBBICHE Yacine**, conception de la station d'épuration des deux villes AIN TAGHROUT et BIR KESD ALI (W.BORDJ BOUARRERIDJ).ENSH, Algerie, 150p, 2014

ANNEXES

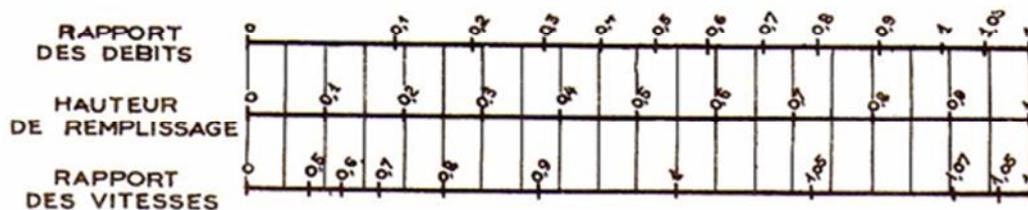
ANNEXE 01

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE 02

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

