



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

Département 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'épuration de la ville de
BARIKA W. BATNA

Présenté par :

M^r : KADRI MOHAMMED

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 :BOUFEKANE Abdelmajid	M.A.A	Examineur
M ^{me} : SAIDI Hayet	Doctorante	Examinatrice
M ^r : HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Promoteur

Juin 2016



Dédicace

Je dédie ce travail à :

Celle qui sont la plus chers au monde, mes parents, à qui je n'arriverai jamais à exprimer ma gratitude et ma reconnaissance, pour son amour son soutien tout au long de mes études afin de faire de moi ce que je suis aujourd'hui, que DIEU les protège toujours.

*A mes frères
A mes collègues et mes amis.
A toutes la famille.
A tous ceux qui me sont chers.*



Kadri Mohamed

Remerciement

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



je remercie aussi tous les autres membres de ma famille qui m'ont aidés et encouragés quel que soit les conditions, en particulier ma deuxième mère HORIA et père TAHER

Le devoir est très agréable d'exprimer ma vive gratitude à monsieur HACHEMI pour son aide indéfectible, son soutien inestimable ainsi que ses conseils précieux tout au long de ce travail. Sans cette brave homme je ne serais fait la moitié de ce que j'avais fait.



Je tiens à remercier aussi :



Mes amis pour leur présence ;

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

Tous les professeurs qui ont contribué à ma formation ;

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



Sans oublier tout personnage de l'ENSH et de la Cité 03, à qui j'ai une affection particulière.



ملخص

يقوم هذا العمل على انشاء محطة تطهير المياه القذرة لمدينة بريكا بولاية باتنة بغرض حماية الوسط البيئي و تفادي الامراض المتنقلة عبر المياه و اعادة استعمال هذه المياه و الأوحال الناتجة عن هذا التطهير في ميدان الزراعة. بإعتقاد طريقة الطين المنشط في تطهير المياه الواردة للمحطة قمنا بتقدير الابعاد الهندسية لهذه المحطة وفق مرحلتين متوسطة و بعيدة المدى :
-تتمثل الاولى في معالجة التلوث الناتج عن التجمع السكاني للمدينة (185691) حتى سنة 2031.
-المرحلة الثانية توسيع المحطة لضمان قدرة الاستيعاب الى (208263) نسمة حتى سنة 2046 .

Résumé

Ce travail consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville de BARIKA (W. BATNA) dans le but de protéger le milieu naturel et lutter contre les maladies à transmission hydriques et de réutiliser ces eaux épurées ainsi que les boues dans le domaine agricole.

En se basant sur la procédés d'épuration des eaux usées par boues activées, nous allons dimensionner la station selon deux horizon d'étude moyen et long terme :

La première phase permettra de traiter la pollution de 185691 équivalents habitants pour l'horizon 2031 (moyen terme).

La deuxième, sera l'extension, pour répondre a l'augmentation de la capacité initiale de la station jusqu'à 208263 équivalents habitants pour l'horizon 2046 (long terme).

Abstract

This work bases in creating a waste water treatment station for the city of BARIKA (BATNA) in order to protect the natural environment prevent against water hydraulic transmitted disease; and reuse purified water and sludge in agriculture.

Working on waste water treatment plant by activated sludge, we will give the dimension of the station according to two phases:

The first one will permit to treat pollution resulting from a population with 185691 inhabitants in 2031 horizons.

The second is the extension workshops to increase the initial capacity of the station to meet the need of 208263 habitants in the horizons of 2046.

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	1
I.2. Situation géographique et limites administratifs	1
I.3. Situation topographique	1
I.4. Climatologie	3
I.4.1. Température de l'air	3
I.4.2. Humidité de l'air	4
I.4.3. Vitesse du vent.....	4
I.4.4. Direction du vent.....	5
I.4.5. Siroco	5
I.4.6. Les précipitations	6
I.4.7. L'ensoleillement	6
I.5. Aperçu géologique.....	7
I.6. Sismicité.....	7
I.7. Le réseau hydrographique.....	7
I.8. Situation d'AEP.....	8
I.9. Assainissement	9
I.10. Etude démographique de la région.....	10
I.11. Les équipements.....	10
I.12. Ressources en terres	11
I.13. Site de la station.....	11
I.14. Conclusion	12

CHAPITRE II : Les procédés d'épurations des eaux Usées

II.1. Introduction	13
II.2. Choix de procédé d'épuration	13
II.3. Les étapes du procédé d'épuration	13
II.3.1 Le relevage	13
II.3.2. Prétraitements physiques	13
II.3.3. Traitements primaires	14
II.3.4. Les traitements secondaires	15
II.4. Traitement physico-chimique	15
II.5. Traitement biologique	16
II.6. Les principaux procédés d'épuration biologique.....	16
II.6.1. Traitement biologique extensif	16
II.6.2. Traitement biologique intensif	19
II.6.3. Avantages et inconvénients des procédés d'épuration	21
II.7. Conclusion	23

CHAPITRE III : Procédé d'épuration biologique par boues activées

III.1. Introduction	24
III.2. Composants d'une unité biologique	24
III.3. Classement des procédés par boues activées.....	25
III.3.1. Charge massique Cm.....	25
III.3.2. Charge volumique.....	25

III.3.3. Age des boues	25
III.3.4. Indice de MOHLMAN.....	25
III.3.5. Besoin en oxygène.....	26
III.4. Choix du procédé d'épuration	26
III.5. Description Des Ouvrages	27
III.5.1 Les Prétraitements	27
III.5.1.3. Dégraissage	30
III.5.2. Le Traitement primaire.....	31
III.5.2. Le Traitement Secondaire.....	31
III.5.3. Bassin d'aération et Clarificateur	32
III.6. Traitement Tertiaire (Désinfection)	32
III.7 Traitement Des Boues	32
III.7.1. Stabilisation des boues	32
III.7.1.1.2. Digestion anaérobie	33
III.7. 2.Epaississement	33
III.7. 3. Déshydratation des boues	35
III.8. Théorie de l'épuration par boue activée	36
III.9. Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne	36
III.10. Paramètres influençant le processus épuratoire	38
III.11. Avantages et inconvénients	38
III.12. Conclusion	39

Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages de la STEP.

IV.1. Introduction	40
IV.2. Calculs de base pour le dimensionnement	40
IV.2.1. Estimation des débits	40
A- le débit moyen journalier	40
B -débit moyen horaire	40
C- le débit de pointe en temps sec	41
d- Débit de pointe en temps de pluie	41
E -le débit diurne	41
IV.2.2. Evaluation des charges polluantes	41
IV.3. les pretraitements	43
IV.3.1. Dégrilleur	43
IV.3.2. Dessableur - dégraisseur	46
IV.4. Traitement primaire	50
IV.4.1. Les différents types de décanteurs	50
IV.4.2. Dimensionnement du décanteur primaire	51
IV.5. Traitement secondaire.....	54
IV.5.1. Choix de la variante	54
A.Étude de la variante à moyenne charge	
IV.5.1.1. Bassin d'aération	55
IV.5.1.2. Dimensionnement du bassin d'aération	55
IV.5.1.3. Calcul des besoins en oxygène	56
IV.5.1.4. Les différents systèmes d'aération.....	58
V.5.1.5. Détermination les caractéristiques de l'aération	58
IV.5.1.6. Bilan des boues	58
B. Étude de la variante à faible charge	
IV.7. Dimensionnement du bassin d'aération	64
IV.8. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)	68
IV.9. La désinfection	72
IV.9.1. Introduction	72
IV.9.2. Dose du chlore à injecter	72

<i>Calcul de la quantité de javel pouvant remplacer la quantité de chlore</i>	72
<i>La quantité d'hypochlorite nécessaire</i>	72
<i>La quantité annuelle d'hypochlorite</i>	72
IV.9.3. <i>Dimensionnement du bassin de désinfection</i>	72
IV.10. <i>Traitement des boues</i>	74
IV.10.1. <i>Introduction</i>	74
IV.10.1 <i>Choix de la filière de traitement de boues</i>	74
<i>Variante a moyenne charge</i>	
IV.10.1.1. <i>Dimensionnement de l'épaississeur</i>	74
IV.10.1.2. <i>Dimensionnement du digesteur</i>	75
IV.10.1.3 <i>Dimensionnement du lits de séchage</i>	76
IV.11. <i>Conclusion</i>	82

Chapitre V : Aspect économique

V.1. <i>Introduction</i>	83
<i>la variante à moyenne charge</i>	
V.2. <i>Coût d'investissement</i>	83
V.2.1 <i>Coût de terrassement</i>	83
V.2.2 <i>Coût de Béton armé</i>	84
V.2.3 <i>Coût totale du génie civil</i>	85
V.2.4 <i>Coût des VRD</i>	85
V.2.5 <i>Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques</i> .	85
V.2.6 <i>Coût total des investissements de la station</i>	85
V.3. <i>Coût de fonctionnement</i>	85
V.3.1. <i>Le coût de main d'œuvre</i>	85
V.3.2. <i>Le coût de l'énergie (consommation électrique)</i>	85
V.3.3. <i>Le coût des réactifs chimiques</i>	85
V.3.4. <i>Le coût de renouvellement du matériel électromécanique</i>	85
V.3.5. <i>Le coût des frais financiers</i>	85
V.3.6. <i>Le coût de fonctionnement total</i>	85
V.3.7. <i>Calcul du prix du m³ d'eau traitée</i>	85
V.4. <i>Le coût total de la station</i>	86
V.5. <i>Le coût de m³ d'eau épurée</i>	86
V.6. <i>Le coût du m³ d'eau sans les frais d'amortissement</i>	86
V.7. <i>Conclusion</i> :	86

Chapitre VI : Calcul hydraulique

VI.1. <i>Introduction</i>	88
VI.2. <i>Emplacement des ouvrages dans le site de la station</i>	89
VI.3. <i>Déversoir d'orage</i>	89
VI.3.1 <i>Dimensionnement du déversoir d'orage</i>	89
VI.4. <i>Dimensionnement de la conduite de fuite</i>	89
VI.5. <i>Dimensionnement de la conduite By-pass</i>	90
VI.6. <i>Profil hydraulique</i>	90
VI.6.1. <i>Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages</i>	90
VI.6.2. <i>Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration</i>	91
VI.6.2.1. <i>Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages</i>	91
VI.6.2.2. <i>Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages</i>	92
VI.6.2.3 <i>Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques.</i>	92
VI.7. <i>Conclusion</i>	95

Conclusion Générale

Liste des figures

Figure. I.1 : la carte de la wilaya de BATNAA.....	2
Figure. I-3 : La température moyenne de BARIKA.	3
Figure. I-4 : Humidité la commune de BARIKA.	4
Figure. I-5 : la variation de vent moyenne mensuelles de BARIKA.	4
Figure. I-6 : les vitesses de Siroco dans la zone BARIKA.	5
Figure. I.7 : les précipitations moyennes mensuelles de la commune de BARIKA.	6
Figure. I-8 : la variation de l'insolation de BARIKA.	6
Figure. I.9 : Carte géologique de M'sila extrait de la carte géologique de L'Algéri.....	7
Figure. II-1 : le traitement par lagunage.	17
Figure. III-2 : Le lagunage naturel.	18
Figure. II.3 : Schéma explicatif de l'épuration par lit bactérien.	19
Figure. II.4 : Schéma explicatif du traitement par disques biologiques.	20
Figure. III.1 : schéma d'une station d'épuration par boue activées.	24
Figure. III.2 : Schéma explicatif de Dégrillage.	29
Figure. III.3 : Principe de dessablage.....	30
Figure. III.4 : Schéma d'un ouvrage combiné dessableur déshuileur.	31
Figure. III.5 : Schéma explicatif d'un épaisseur.	34
Figure. III.6 : Progression de la masse microbienne.	36
Figure VI.1 : schéma de principe du déversoir d'orage.....	87

Liste des planches

- Vue en plan de la station d'épuration de la ville de BARIKA W. BATNA
- Profil hydraulique de la station d'épuration de la ville de BARIKA W BATNA
- Ouvrages de la station

Liste des tableaux

Tableau I.1. Températures de l'air, °C.	3
Tableau.I.2. Humidité de l'air, %.. . . .	4
Tableau I.3 : Vitesses du vent annuelle (m/s).	4
Tableau I.4 : Vitesses du SIROCO (m/s).	5
Tableau.I.5 : Les précipitations moyennes (mm).	5
Tableau.I.6 : L'insolation totale (heures).	6
Tableau.I.7 : Les ressources en eaux de la commune.	8
Tableau.I.8 : Les unités de stockage (BARIKA.).	9
Tableau.I.9 : l'industrie de BARIKA.	9
Tableau I.10 : Population actuelle et future de la ville de BARIKA.	11
Tableau II.1 : Avantages et Inconvénients de Traitement physico-chimique.....	16
Tableau II.2 : Classification des lits bactériens.	20
Tableau II.3 : Avantages et inconvénients des procédés extensifs.	22
Tableau II.4 : Avantages et inconvénients des procédés d'épuration intensifs.	23
Tableau III.1 : classement des procédés par boues activées.	26
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés.	27
Tableau IV.1 Charges polluantes de la future station de BARIKA.	41
Tableau IV.2 : Résultats de calculs de base.	42
Tableau IV.3 : Résultats du dimensionnement des grilles.	45
Tableau IV.4 : Dimensions du déssableur-déshuileur.	49
Tableau IV.5 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}	51
Tableau IV.6: récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.	54
Tableau V.7: Charge massique en fonction de a'	57
Tableau V.8 : Les résultats de la variante à moyenne charge.	62
Tableau V.9: Les résultats de la variante faible charge.	69
Tableau IV .10. Tableau récapitulatif (la désinfection).	73
Tableau IV.11 : Calcul des ouvrages de traitement des boues à moyenne charge.	81
Tableau IV.12 : Calcul des ouvrages de traitement des boues à faible charge	82
Tableau V.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage	83
Tableau V.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage	84
Tableau V.3 : Résultats de la variante moyenne charge	84
Tableau V.4 : Résultats de la variante à faible charge	86
Tableau VI.1 : Côtes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station.	89
Tableau VI.2 : Les valeurs de K , m et β	90
Tableau VI.3 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station.	91
Tableau VI.4 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.	94

Introduction générale

Depuis toujours, l'eau est indispensable à la vie de l'être humaine, elle représente l'élément le plus important sur notre terre. Ainsi, elle doit mener une lutte tenace contre sa raréfaction et sa pollution.

L'urbanisation qui a conduit la concentration des habitations et de l'industrie a entraîné l'agression physique et chimique de l'environnement et une difficulté croissante dans la gestion de nos déchets. Chose qui a fait de l'eau la réceptrice principale de ces déchets.

Actuellement, les rejets de la ville de BARIKA sont déversés directement dans l'oued BARIKA sans subir aucun traitement préalable, d'où la nécessité de projeter une station d'épuration.

Cette station d'épuration aura pour objectif le traitement des eaux usées collectées par le réseau unitaire de la commune de BARIKA. Elle permettra de ce fait la réutilisation de ces eaux dans l'irrigation.

Afin d'atteindre notre objectif, nous avons divisé notre travail en six chapitres étroitement liés qui sont :

- Chapitre I : Présentation de la zone d'étude,
- Chapitre II : Procédés de traitement des eaux usées,
- Chapitre III : Procédés d'épuration biologique par boues activées,
- Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages,
- Chapitre V : Aspect économique
- Chapitre VI : Calcul hydraulique,

Enfin ce projet consistera à choisir le procédé d'épuration le plus adapté et dimensionner l'ensemble des ouvrages constituant la station et cela avec deux variantes, à savoir faible et moyenne charge pour deux horizons 2031 et 2046 (extension).

Chapitre I

Présentation de la
zone d'étude

I.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude selon le contexte géographique, climatologique, topographique, démographique et hydraulique. Dont la connaissance nous permet d'identifier l'état du milieu naturel, évaluer la population, ainsi que les autres paramètres qui nous seront utiles pour le dimensionnement de la station d'épuration de BARIKA.

I.2. Situation géographique et limites administratives :

La commune de Barika se situe au Sud-Ouest de la wilaya de Batna, elle se trouve presque à égales distances des wilayas de Setif, M'Sila et Biskra, (Batna est à 88 km, Sétif à 116km, Msila à 99 km et Biskra à 78 km.).

La commune est limitée :

- Au nord par la commune D'ouled Ammar et el Djezzar.
- Au sud par la commune de Bitam.
- A l'ouest par la commune Azil Abdelkader.
- A l'est par la commune de Seggana.

Sa superficie totale est de 305.43 km².

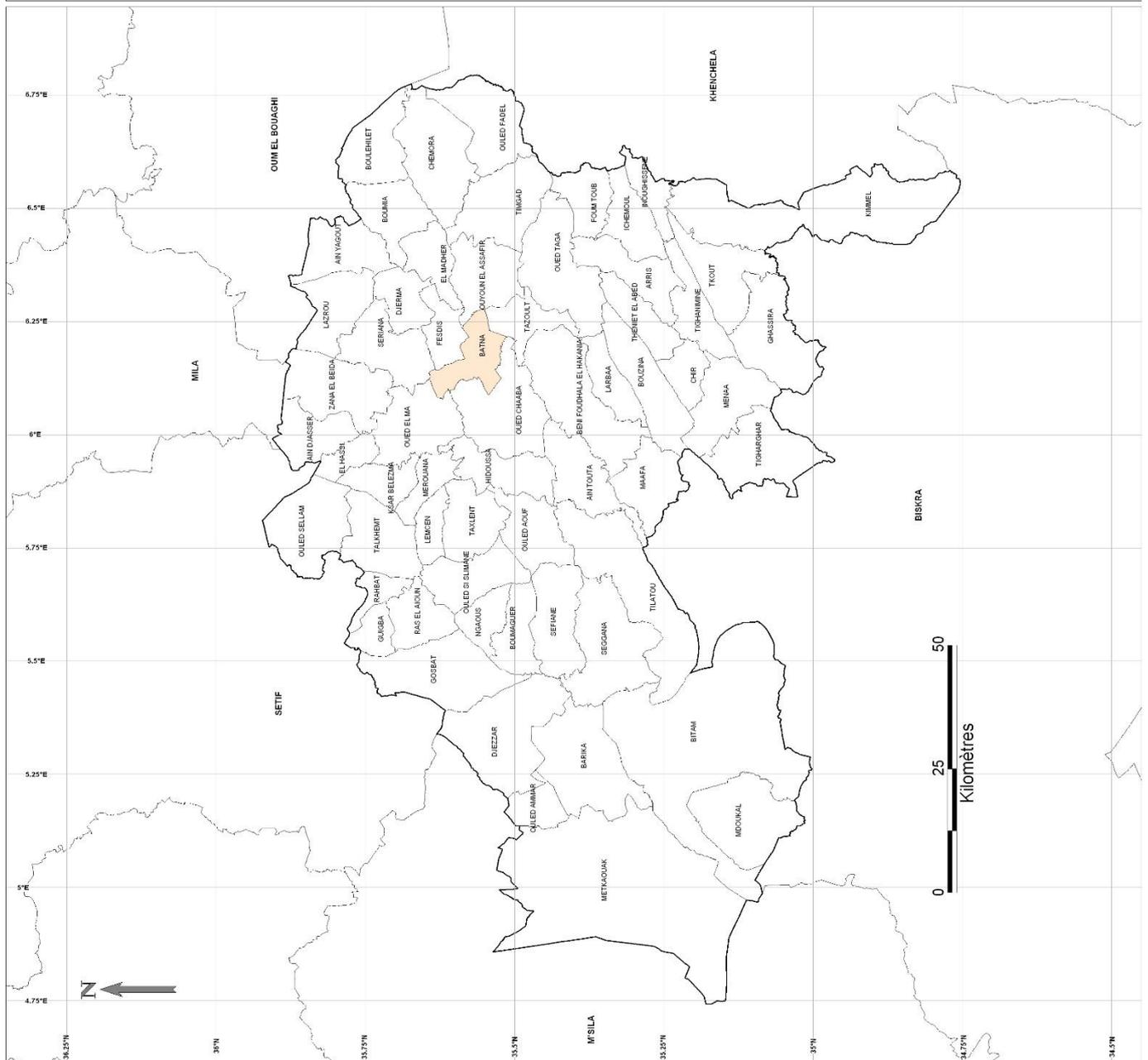
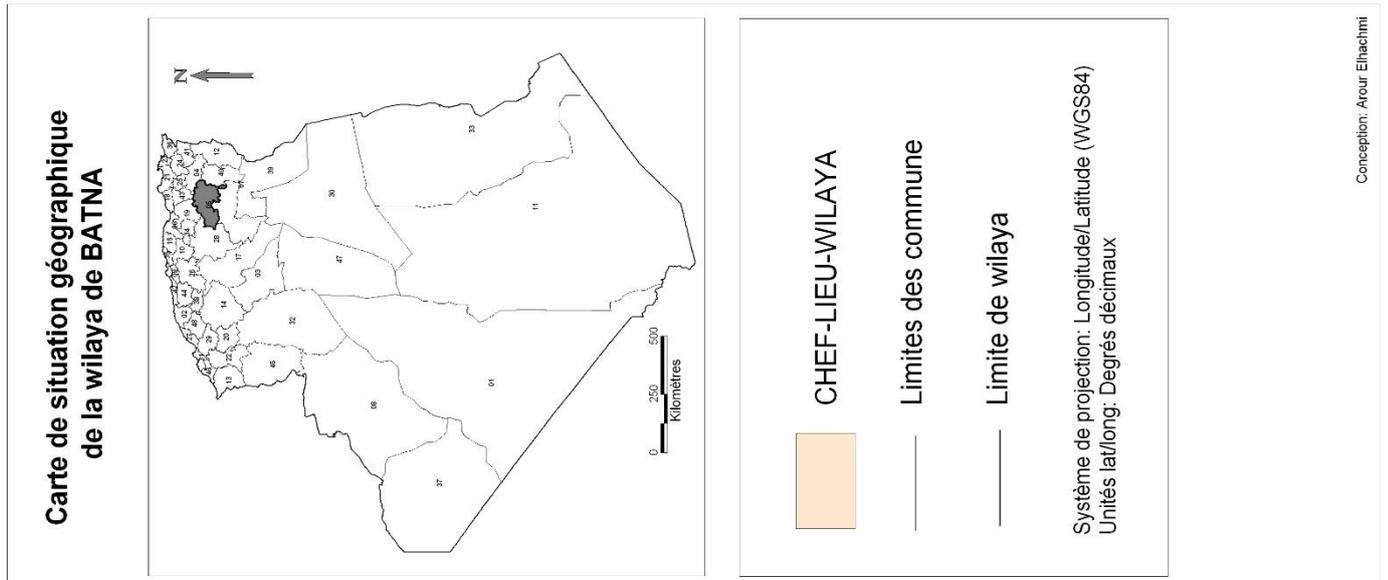
I.3. Situation topographique :

La commune de Barika se trouve au centre d'une plaine fermée au nord-est et au sud par des reliefs montagneux et souvent à l'ouest, avec une pente douce, sur la dépression de Chott el Hodna ce qui signifie une pente relativement faible variant entre (1% et 5%).

Les altitudes sont généralement variables entre (400 m et 650 m).

La commune est située entre (35° et 36°) de latitude nord, (4° et 6°) de longitude Est.

La carte ci-après de la wilaya de BATNA montre la situation géographique de la commune de BARIKA. (*Figure. I-1*)



I.4. Climatologie

Le climat de la commune de Barika est de type continental semi-aride.

Ce type de climat est caractérisé par de très faibles précipitations concentrées sur un nombre de mois très court et limité à la période hivernale et à un degré moindre à la période printanière.

La station météorologique existante, susceptible d'être considérée comme représentative de la région d'étude et possédante de données à partir 1983 jusqu' à 2010 est la station METEO BARIKA qui se trouve à proximité de la zone d'étude avec les caractéristiques suivantes :

<u>Station</u>	<u>Code</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>	<u>Altitude</u>
BARRIKA	05-15-01	35°23 N	5°22'E	456

I.4.1. Température de l'air :

La température moyenne annuelle de l'air est de l'ordre de 15.2 °C.

Les valeurs Mensuelles minimale et maximale correspondent aux mois de Décembre (-4 °C) et juillet (44.2 ° C) respectivement.

Tableau I.1. Températures de l'air °C (source ONM BATNA)

Période 1983-2010	Mois											
	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUI	JUIL	AU
t moyenne	19	12	13	9,6	7,9	7,8	11,6	13,5	14	28	33	31
t maximale	42	32.2	25.1	23	17	18	26	29.1	39.3	36.8	44.2	43.2
t minimale	12.9	6.9	3	-4	-1	-1.4	-1.4	1.6	7.2	20	21	21

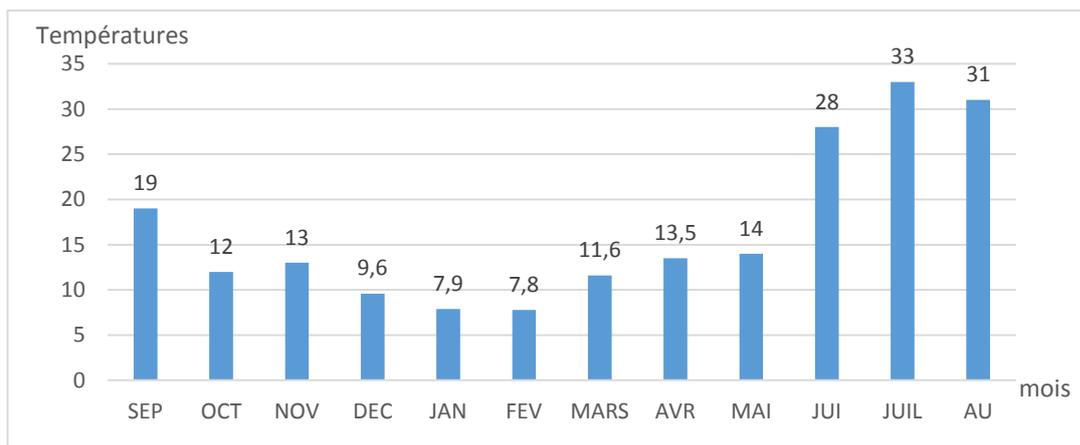


Figure. I-2 : La température moyenne de BARIKA.1

1.4.2. Humidité de l'air

Tableau.I.2. Humidité de l'air, % (source ONM BATNA)

Période 1983-2010	Mois											
	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUI	JUIL	AU
Humidité %	35	43,2	58	64	60,7	55,1	46,1	36	34,8	28,9	26,8	23,4

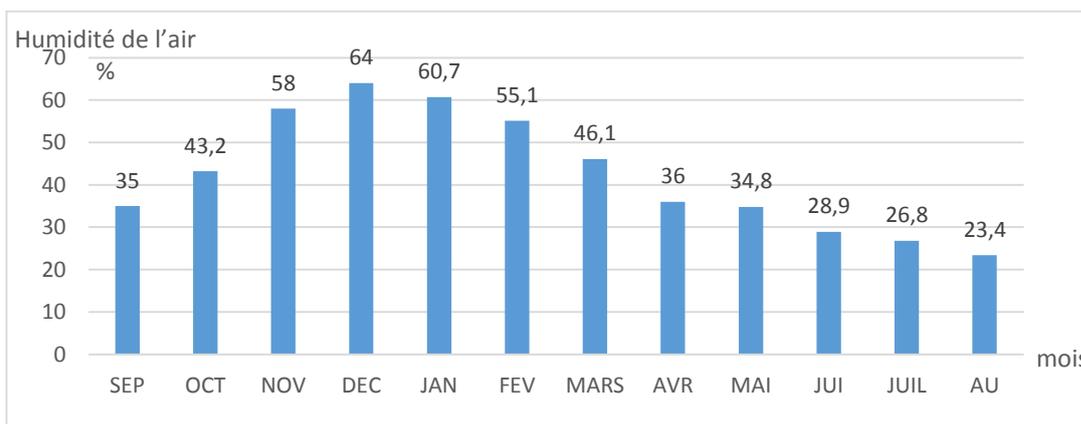


Figure. I-3 : Humidité la commune de BARIKA.

Selon la **figure I-4** l'humidité marque les plus grands pourcentages pendant les 04 mois (NOV-DEC-JAN-FEV) d'après les mesures faites dans la station de Barika, avec des valeurs extrêmes dans le mois de Décembre (64,2%), par contre dans les 8 mois restant on remarque de faibles pourcentages avec une valeur minimale de 23.4 % en mois d'Aout.

I.4.3. Vitesse du vent

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 4.4 m/s. Elle est élevée au mois de juillet et peut atteindre 5.3 m/s au printemps. Elle chute jusqu'à 3.3 m/s en période d'été. La distribution moyenne mensuelle et annuelle de la vitesse du vent est illustrée dans le tableau :

Tableau I.3 : Vitesse du vent annuelle (m/s) (source ONM BATNA)

Période 1983-2010	Les mois											
	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUI	JUIL	AUT
Vitesse du vents en m/s	3.3	4	4.7	4.9	5.1	5.3	5.1	4	5	3.7	3.6	3.7

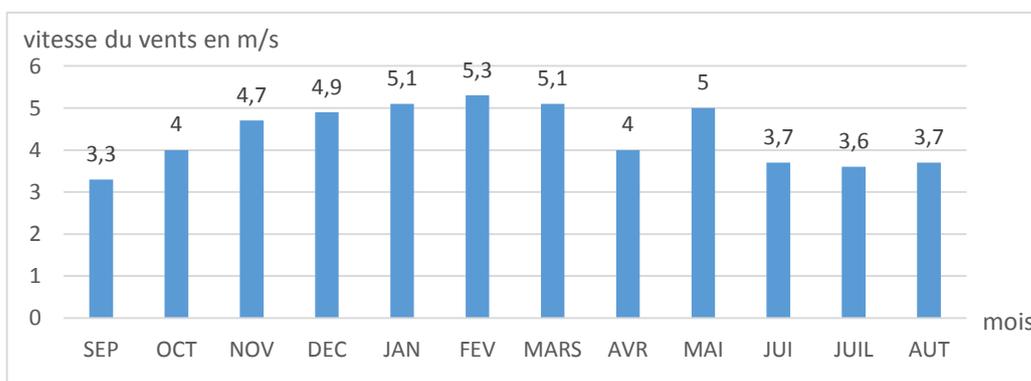


Figure. I-4 : la variation de vents moyenne mensuelles de BARIKA.

I.4.4. Direction du vent

A Barika, les vents dominants sont de direction variable. Ils proviennent généralement du Sud-ouest (en été) ou du Nord-Ouest (en hiver) et quelque fois de l'est et de l'ouest.

I.4.5. Siroco :

Le sirocco est un vent chaud et sec d'origine méridional qui provoque une augmentation de la température et une chute brutale de l'humidité atmosphérique.

Tableau I.4 : Vitesses du SIROCO (m/s) (source ONM BATNA)

Période 1983-2010	Mois											
	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUI	JUIL	AU
Siroco en m/s	0,8	0,2	0,1	0,8	0	0,2	2	1,6	3,2	4,9	1,9	1,2

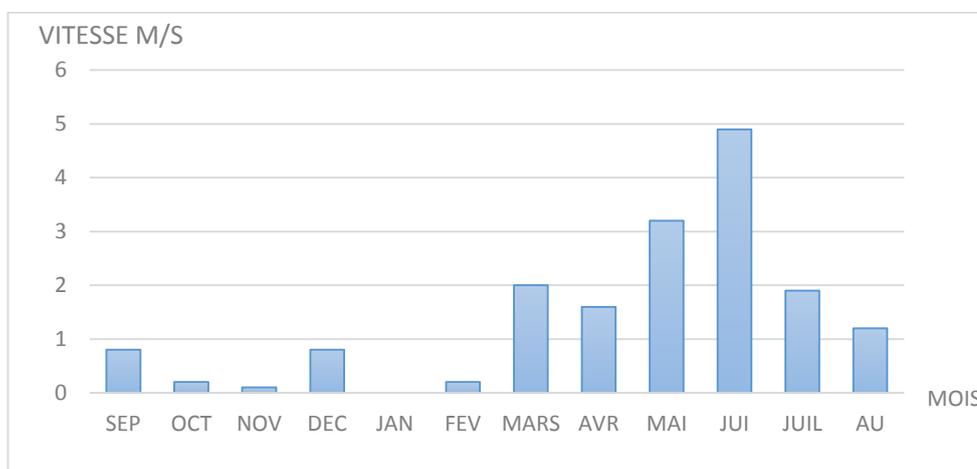


Figure. I-5 : les vitesses de Siroco dans la zone BARIKA.

I.4.6. Les précipitations

Les moyennes mensuelles des précipitations en mm sont données dans le tableau suivant :

Tableau.I.5 : Les précipitations moyennes (mm) (source A.N.R.H ALGER)

Période 1983-2010	Les mois											
	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUI	JUIL	AU
Précipitation moyenne	248	272	222	159	149	201	279	207	337	349	344	324

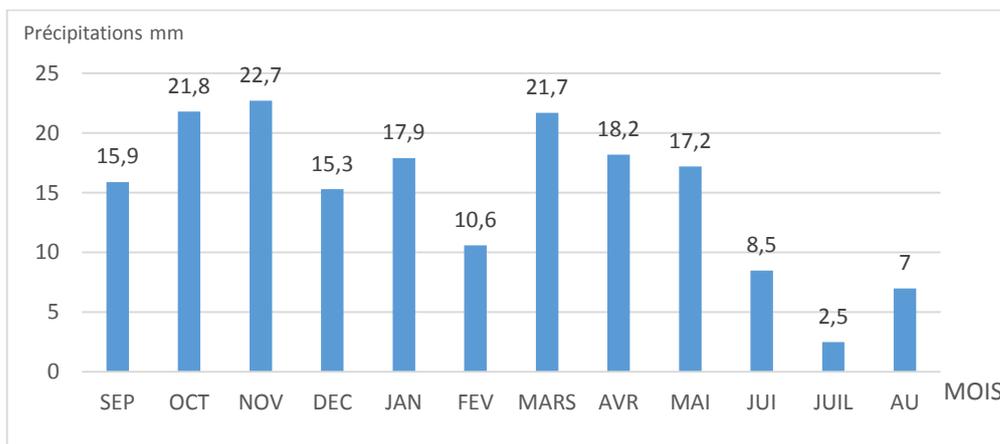


Figure. I.6 : les précipitations moyennes mensuelles de la commune de BARIKA.

D'après la **Figure. I.6** on remarque :

- Maximum de pluie au mois de Novembre 22.7 mm.
- Minimum de pluie au mois juillet 2.5 mm.
- La moyenne annuelle de précipitation égale à 161.4 mm.

I.4.7. L'enseillement :

Ce facteur est primordial dans le bon fonctionnement d'un système d'épuration.

Les valeurs moyennes mensuelles de l'enseillement exprimé en Heures sont données dans ce tableau suivant :

Tableau.I.6 : L'insolation totale (heures) (source ONM BATNA)

Période 1983-2010	Les mois											
	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUI	JUIL	AU	SEP	OCT	NOV	DEC
Insolation totale (h)	149	201	279	207	337	349	344	324	248	272	222	159

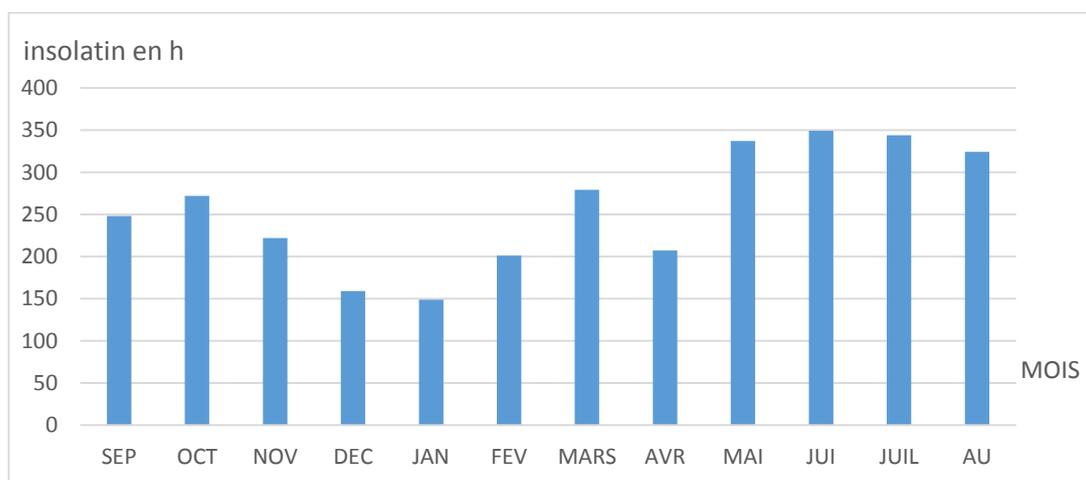


Figure. I-7 : la variation de l'insolation de BARIKA.

I.5. Aperçu géologique

Comme Barika fait partie de la région de hodna, et selon la carte géologique de la région de Msila adaptée à L'échelle 1/1000.000 éditée en 1952 (annexe n° 2) montre que la structure géologique de la région de La région du Hodna est une zone où interfèrent les domaines telliens et sahariens, ce qui entraîne une très grande variation de faciès et une tectonique complexe.

Les terrains qui forment la région sont essentiellement Mésozoïques (Secondaire).

Le Paléozoïque (Primaire) est absent, le Trias et le Jurassique n'occupent que des surfaces réduites, le plus souvent le Trias apparaît en diapypes et présente une épaisseur de l'ordre de deux cent mètres (200m), alors que le Crétacé forme la majorité des affleurements en relief. Le Quaternaire, quant à lui, recouvre toute la plaine du Hodna.

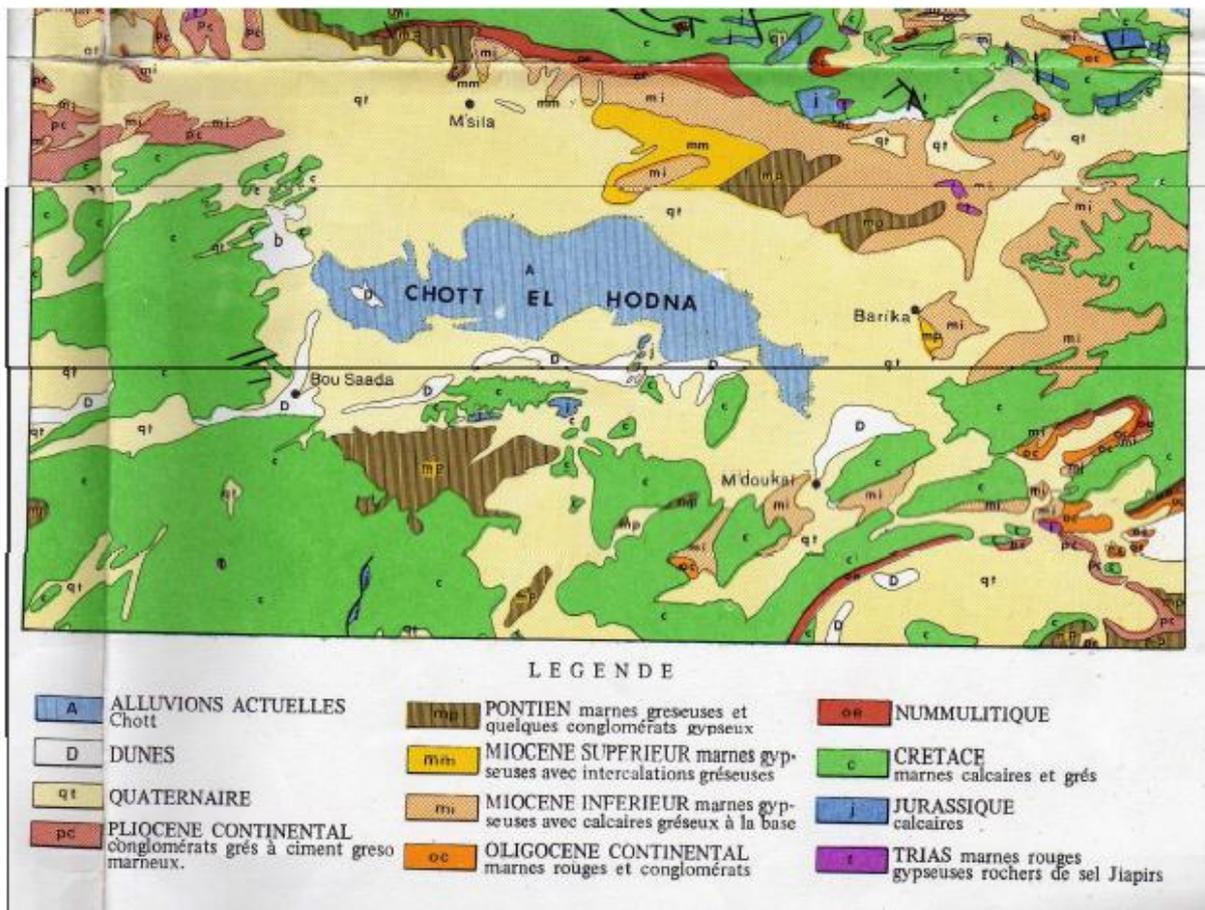


Figure. I.7 : Carte géologique de M'sila extrait de la carte géologique de L'Algérie , 1952 adaptée à l'échelle 1/1000000

I.6. Sismicité

Le zonage des régions sismiques de l'Algérie (Règlement Parasismique Algérien RPA 2003) classe la région de BATNA dans la zone (I) (zone de sismicité faible intensité).

I.7. Le réseau hydrographique

- La commune de Barika est drainée par un réseau hydrographique à écoulement intermittent, qui se déverse dans le chott Hodna. Ce réseau est composé :

- Dans la partie médiane de la commune, par l'oued Barika, qui traverse la commune d'est en ouest et qui constitue le principal collecteur des eaux de pluie de cette dernière ;
- Au nord de la commune, par une série de petits oueds à écoulement nord-sud, qui sont des affluents de l'oued Barika : oued Rtem, oued Shrir, oued Noukra, ...
- Au sud de la commune, par quelques cours d'eau de faible importance parmi lesquels on cite les oueds : El Megrezzi et Kerbab.
- Au vu de la topographie locale et du niveau des précipitations, on déduit que le réseau hydrographique de la commune ne présente pas d'intérêt pour la réalisation d'ouvrages hydrauliques importants, sinon quelques djoubs ou marres pour l'abreuvement du cheptel. Cependant, ce réseau revêt un intérêt particulier pour l'écoulement des eaux de pluies et l'évacuation des eaux usées.
- L'oued Barika, principal collecteur naturel de la commune, devra faire l'objet d'une attention particulière, qui consiste :
 - D'une part à procéder régulièrement à son entretien par des actions de curage et de calibrage afin de minimiser le risque lié aux inondations,
 - D'autre part, à le préserver de la pollution, notamment en procédant à l'épuration des eaux usées avant leur rejet dans ce dernier.

I.8. Situation d'AEP

I.8.1. Ressources en eaux

La dotation théorique journalière en eau potable qui est de 93 litres/habitant se situe largement au-dessous de la norme nationale admise (150 l/j/hab). (*Source la subdivision d'hydraulique BARIKA*).

L'alimentation en eau de la commune de Barika est assurée par 10 forages captant les eaux de la nappe souterraine de Hodna et le transfère barrage Koudiat Mdawar-Barika.

Tableau.I.7 : Les ressources en eaux de la commune.

N°	NOMS	DEBIT (l/s)	Coordonnées	
			X(Km)	Y(Km)
1	F 5-1	31	737.155	229.497
2	FEIDH EL BEACH	18	740.718	233.474
3	KHEBBAB	22	731.926	227.904
4	Z6	18	737.650	232.550
5	F1	8.5	740.250	225.050
6	BK31	20	729.650	226.950
7	Z1	14	739.600	233.350
8	BK21	20	730.600	226.500
9	BK1	20	731	727
10	GM1	22	739.27	234.60
11	Transfert barrage	296	/	/

Source : ADE BARIKA

I.8.2. Réservoirs :

La ville de Barika comporte 8 ouvrages de stockage :

- 4 réservoirs.
- 4 châteaux d'eau.

La capacité de stockage de chaque ouvrage est illustrée dans le tableau suivant

Tableau.I.8 : Les unités de stockage (BARIKA.)

NOMS	CAPACITE (m ³)
SFOR1	1000
SFOR2	2000
SFOR3	2500
SFOR4	5000
Château d'eau BILLAL1	1000
Château d'eau BILLAL2	1000
Château d'eau NASR1	1000
Château d'eau NASR2	1000

Source : ADE BARIKA

I.9. Assainissement :

1.9.1. Situation

Toutes les eaux usées et pluviales sont recueillies par l'oued Barika et ses affluents sans traitement. Le réseau actuel d'assainissement de Barika est un réseau unitaire avec une longueur 154.5 Km et des collecteurs de diamètre variant entre 300 et 1500 mm.

Le taux de raccordement au réseau de l'assainissement (90 %) reste très appréciable au vu de la moyenne de la wilaya qui approche les 81%. [8]

1.9.2. Eaux usées Industrielles

Les eaux usées industrielles contiennent certainement des substances minérales et organique toxique qui peuvent être ou non admises sur le réseau d'assainissement selon l'industrie pratiquée.

La station d'épuration ou le milieu récepteur peuvent les recevoir à la limite admise selon la population engendrée.

Les grosses consommations d'eau concernent surtout l'entreprise FILBA (EX-Cotitex) qui a sa propre station pour traiter les eaux, et les Briqueteries qui ne laissent pas présager des rejets hors mesure. Pour les autres unités industrielles, les besoins concernent les eaux de lavage des produits, l'entretien et éventuellement les cantines, cependant nous considérons que le volume d'eau rejetée correspond au volume consommé.

Tableau.I.9 : l'industrie de BARIKA.

Unités	Effectifs	Activités	Production	Volume d'eau rejeté
FILBA	960	Fils teint	13t/j	1600m ³ /j
Briqueteries	240	Briques	500u/j	15m ³ /j
Autres unités	400	Divers	-	68m ³ /j
Totale	-	-	-	1683.00m ³ /j

Source : ADE BARIKA

I.10. Etude démographique de la région

La commune s'étend sur une superficie de 305,43 km², ce qui représente une densité de 342 habitants par km² ; cette densité reste bien supérieure que celle enregistrée au niveau wilaya et qui est estimée à 93 habitants au Km².

Au recensement de 1966, la population totale de la commune était estimée à 13872 habitants. En 1977, elle passe à 32800 habitants, une décennie après, au recensement de 1987, elle atteint 61631 habitants et en 1998, elle s'élevait à 82 670 habitants, soit respectivement des taux d'accroissement annuels moyens intercensitaires de :

- 9,0 %, entre 1966 et 1977,
- 6,5 % entre 1977 et 1987 et,
- 3,3 %entre 1987 et 1998.

Entre 1998 et 2008, le taux d'accroissement annuel moyen enregistre 2,0 %.

Cela signifie que la taille de la population s'est multipliée par 6 en 32 ans. L'accroissement de la population entre 1998 et 2008 s'est ralenti et s'élève donc à environ 2% au cours de la période intercensitaire 1998-2008.

Ces données sont issues des publications de l'ONS.

Au RGPH 2008, la population totale de la commune atteint 86 996 **habitants**. Au plan de la dispersion, les 94% de cette population habite le chef-lieu (ACL) Soit 81 776 habitants.

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

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

Où :

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.

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 2 % jusqu'à l'année 2046 à partir de l'année de référence 2008.

I.11. Les équipements

Au niveau de l'ACL, les facilites suivantes existent :

Infrastructures éducatives et de formation :

- 31 écoles primaires
- 16 C.E.M.
- 7 lycées
- 1 CFPA
- 1 annexe universitaire
-

Infrastructures administratives et de services

- Antenne APC (1+4)
- 4 Bureau de poste
- Protection civile
- Sécurité sociale
- 13 Mosquée
- 3 Agence bancaire
- Agence assurance

Infrastructures de santé

L'ACL compte 2 hôpitaux ainsi que des centres de santé et des salles de soins

Les équipements sont estimés à 20 % de la population (selon la subdivision des ressources en eaux de BARIKA W. BATNA).

Tableau I.10 : Population actuelle et future de la ville de BARIKA.

Année	2008	Taux d'accroissement	Les Équipements	2016	2031	2046
Population (hab)	81 776	2%	20 %	114 976	154 743	208 263

I.12. Ressources en terres

En matière **d'occupation des terres**, la superficie agricole utile (16 697 ha) occupe presque la moitié de la superficie agricole totale de la commune (28 299 ha) ; la couverture forestière est insignifiante.

I.13.Site de la station

Le terrain réservé pour l'implantation de la station représente une superficie d'environ 10 hectares et est situé à environ 4,5 km à l'ouest de la ville de Barika, il est limité au Nord-Est par des terres de labour, au Sud par terres de labour et sablière et à l'Ouest par Oued BARIKA

La distance entre le milieu récepteur et la station est environ 30 m.

La cote moyenne du terrain de la station se situe entre 454 et 457 m

I.14. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, on conclut que la ville de BARIKA est une région à vocation agricole qui fait partie de Chott Hodna. Caractérisé par un climat de type semi-aride avec un été très chaud et un hiver froid ainsi que des faibles précipitations.

Le réseau d'assainissement de la ville est unitaire, il collecte et achemine les eaux usées vers l'Oued BARIKA qui est considéré comme milieu récepteur.

La situation d'AEP montre que l'alimentation en eau se fait à partir des forages captant les eaux de la nappe Hodna et le transfert du barrage Koudiat Mdawar, elle montre aussi que la ville contient plusieurs ouvrages de stockages de capacité importante.

Vu l'importance de l'agglomération chef-lieu de BARIKA, il est indispensable de projeter une station d'épuration afin de protéger l'environnement et la santé public, et d'améliorer l'agriculture de la région.

Chapitre **II**

Procédés d'épuration des eaux usées

II.1. Introduction :

Dans le but de recycler les eaux usées dans le milieu naturel et les rendre propres et sécuritaires, l'épuration des eaux usées s'avère une nécessité primordiale. Elle est effectuée au niveau des stations d'épuration (STEP) où les eaux usées subissent des prétraitements, et différents types de traitements comme :

- l'épuration physico-chimique.
- l'épuration biologique (boues activées, lits bactériens, lagunage etc....).

II.2. Choix de procédé d'épuration :

La démarche préalable au choix du procédé d'épuration, doit suivre les étapes suivantes :

- La définition des contraintes en amont : il s'agit de la caractérisation de l'effluent traiter, pour le calcul des volumes des rejets et des flux de pollution.
- La définition des contraintes en aval : il s'agit de la caractérisation des objectifs de traitement.
- En effet, le choix du système d'épuration le mieux adapté dépend directement des objectifs sanitaires que l'on se fixe.
- La présélection des technologies de traitement (extensives ou intensives) et la vérification de la faisabilité de cette technologie.

II.3. Les étapes du procédé d'épuration :**II.3.1 Le relevage :**

Que ce soit en collecteur ou dans le cadre de stations d'épuration, il est nécessaire d'assurer le relevage des eaux usées lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les ouvrages de traitement (*Ladjel, 2011*).

Celui-ci peut être effectué au moyen de pompes submersibles, de surface ou de vis d'Archimède.

II.3.2. Prétraitements physiques :

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval.

Ils ont pour but de supprimer de l'eau les éléments qui gêneraient les phases suivantes de traitement.

Pour cette phase on désigne les opérations suivantes :

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

II.3.2.1. Dégrillage

Il s'agit d'éliminer les éléments de grandes dimensions qui se trouvent dans l'eau d'égout brute (chiffons, matières plastiques, etc.) et qui pourraient perturber le fonctionnement hydraulique de la STEP. Pour ce faire, on intercale une grille, dont les barreaux ont un écartement de l'ordre du centimètre.

Cette grille est ensuite nettoyée régulièrement soit manuellement dans les petites

installations, soit automatiquement à l'aide d'un dégrilleur à râteau ou à peigne pour les installations plus importantes (*Baira et al, 2010*).

Il existe deux types de dégrillage :

Le dégrillage grossier : épure l'eau avec des grilles espacées de quelques millimètres pour retirer les déchets dont le volume est supérieur à 2 ou 3cm.

Le dégrillage fin : grilles moins espacées, élimine les déchets d'un volume supérieur à 1cm.

Les grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60 à 80° par rapport à l'horizontale.

Dessablage :

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

1. Eviter les dépôts dans les canalisations conduisant à leur bouchage.
2. Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion.
3. Eviter de perturber les autres stades du traitement (surtout au niveau du réacteur biologique).

4. Réduire la production des boues (*deshayes, 2008*).

Les sables récupérés seront essorés, lavés et ensuite transporter à la décharge, soit réutilisés, selon la qualité de lavage.

Le dégraissage-déshuilage :

Les eaux usées urbaines contiennent souvent des matières flottantes qui passent à travers les grilles (huiles, hydrocarbures, débris de graisse, etc.). Les huiles et hydrocarbures forment une couche mince en surface et gênent ainsi le processus d'aération dans le cas des boues activées, il est donc nécessaire de piéger ces substances au niveau du prétraitement par un dispositif d'écémage. (*Deshayes, 2008*)

L'opération s'effectue par flottation. L'injection d'air au fond de l'ouvrage permet la remontée en surface des corps gras.

Les graisses et huiles sont raclées à la surface, stockées avant d'être éliminées (mise en décharge ou incinération).

Ces deux dernières phases sont combinées dans un même ouvrage, dit Dessablage / déshuilage, avec insufflation d'air et dispositif complet d'écémage des matières flottées (ou grasses), de raclage et d'extraction des sables.

II.3.3. Traitements primaires :

Permet d'alléger les traitements biologiques ou chimiques ultérieurs, en éliminant une partie des particules solides en suspension de diamètre inférieur à 0,2 mm. On fait circuler l'eau lentement dans un bassin où subit une sédimentation, les MES chute lentement pour attendre le fond et l'eau décantée contenant seulement la matière dissoute, on racle et aspire périodiquement les particules rassemblées au fond.

Une quantité importante de la pollution totale est éliminée :

- Abattement des Matières En Suspension pouvant atteindre 90 %
- La Demande Biochimique en Oxygène de l'ordre de 35 %.
- La DCO et la concentration en azote peuvent également être réduits.

II.3.4. Les traitements secondaires :

Appelée également clarification, elle intervient après le traitement biologique ou chimique,

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

II.4. Traitement physico-chimique :

C'est un Séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques ayant provoqué L'agglomération des matières en suspension (MES). (*Menasra et al, 2010*)

Déroulant en 4 phases :

II.4.1. Coagulation :

C'est de déstabiliser des suspensions pour faciliter leur agglomération. Il faut neutraliser leurs charges de manière à réduire leurs forces de répulsion. Ainsi, les colloïdes présents dans les eaux de rivière sont généralement chargés négativement ; il faut donc ajouter des coagulants de charge positive telle que les sels de fer ou d'aluminium, minéraux ou cations trivalents employés notamment dans le traitement de l'eau potable. en eaux industrielles, on utilise plutôt des coagulants organiques (*Kesikes et al, 2009*).

II.4.2. Flocculation :

Permet l'agglomération des particules neutralisées par la coagulation. Les Flocculant, polymères organiques de synthèse (anioniques, neutres ou cationiques), piègent dans leurs mailles les petites particules déstabilisées pour former un floc. Les flocculants existent sous forme solide, en billes ou en solution. Flocculants minéraux : farines de guar, produit à base d'algues. (*Mekhalif, 2009*)

II.4.3. Neutralisation :

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

II.4.4. Décantation :

Permet la séparation des phases et donc le rejet de l'eau traitée (eau dont on a retiré les matières en suspension) (*Menasra et al, 2010*)

II.4.5. Avantages et Inconvénients de traitement physico-chimique (Tableau II.1) :

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Bonne élimination de MES et Phosphore • Adaptation aux variations de charges • Insensible à la non biodégradabilité des effluents ; • Pour des collectivités de taille moyenne ou importante (>20000 EH) ; 	<ul style="list-style-type: none"> • Automatisation et sans personnel permanent • Élimination incomplète de la pollution • Automatisation de l'injection pas toujours satisfaisante pour faire face aux brusques variations de charge ; • Production importante de boues putrescibles. • Coûts d'exploitation élevés (réactifs) • Peu adapté aux petites collectivités

II.5. Traitement biologique :

Ces procédés utilisent des moyens plus proches de la nature, ils nécessitent en général d'importantes superficies, et d'un temps assez long de séjour

Les traitements biologiques permettent de faire passer les éléments présents dans l'eau sous forme soluble ou colloïdale en éléments floculables et de constituer des agrégats qui peuvent être séparés de la phase liquide.

Ces traitements consistent à une consommation de la matière organique contenue dans les eaux usées et d'une partie des matières nutritives (azote et phosphore) par des microorganismes. (*Menasra et al, 2010*)

II.6. Les principaux procédés d'épuration biologique

II.6.1. Traitement biologique extensif :

1. Epandage :

Les eaux usées sont directement déversées sur le sol qui constitue le matériau support des microorganismes épurateurs par infiltration à travers les couches filtrantes, les particules grossières seront retenues en surface tandis que les particules fines parcourent une courte distance. L'effluent, ainsi prétraité poursuit son cheminement dans le sol en y provoquant une recrudescence des activités de la biomasse responsable de la dégradation des matières polluantes qu'il véhicule. (*Menasra et al, 2010*).

2. Lagunage :

Le lagunage est une technique qui met en œuvre plusieurs bassins naturels en série exposés à l'air libre naturels dans lesquels séjourne l'eau à épurer pendant une période plus ou moins longue. (*GAID, 1984*)

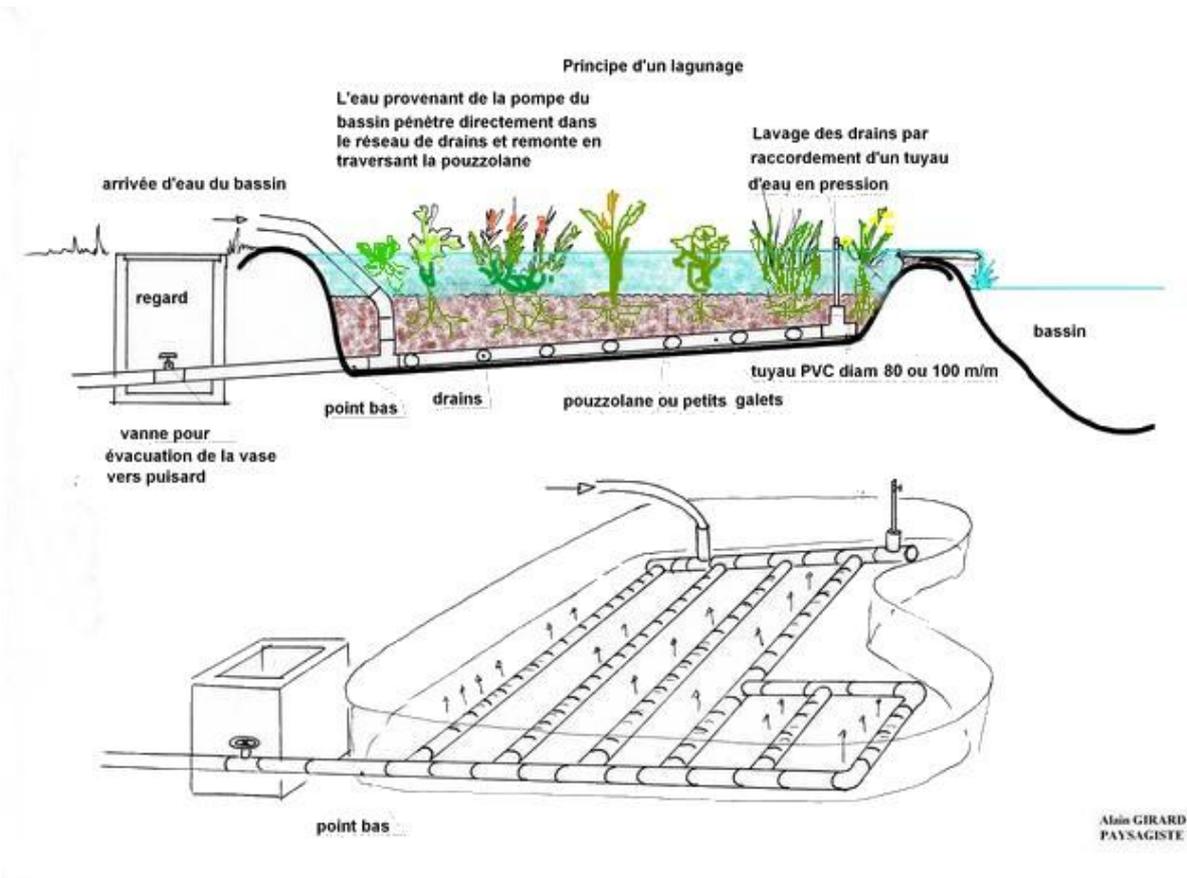


Figure. II.1 : le traitement par lagunage.

3. Le lagunage naturel :

Le lagunage est un procédé naturel qui utilise la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées. (GAID, 1984)

Les plantes aquatiques sont utilisées comme support aux colonies bactériennes, assurant l'épuration efficace de l'eau qui traverse lentement les colonies végétales installées.

Les éléments polluants comme les nitrates sont ainsi absorbés par les plantes pour restituer, en sortie de lagunage, une eau de bonne qualité.

Et dans les lagunes naturelles on distingue trois types :

- ❖ Lagune naturelle aérobie : La profondeur ne dépasse pas 1.2m et seuls les Organismes aérobies sont actifs.
- ❖ Lagune naturelle anaérobie : La profondeur peut aller jusqu'à 3 à 4m, la dégradation des matières organiques est assurée par des bactéries anaérobies.
- ❖ Lagune facultative : La profondeur est de là 2.5m. Ce type de bassin est composée de deux couches ; un aérobie en surface et l'autre anaérobie à l'intérieur.

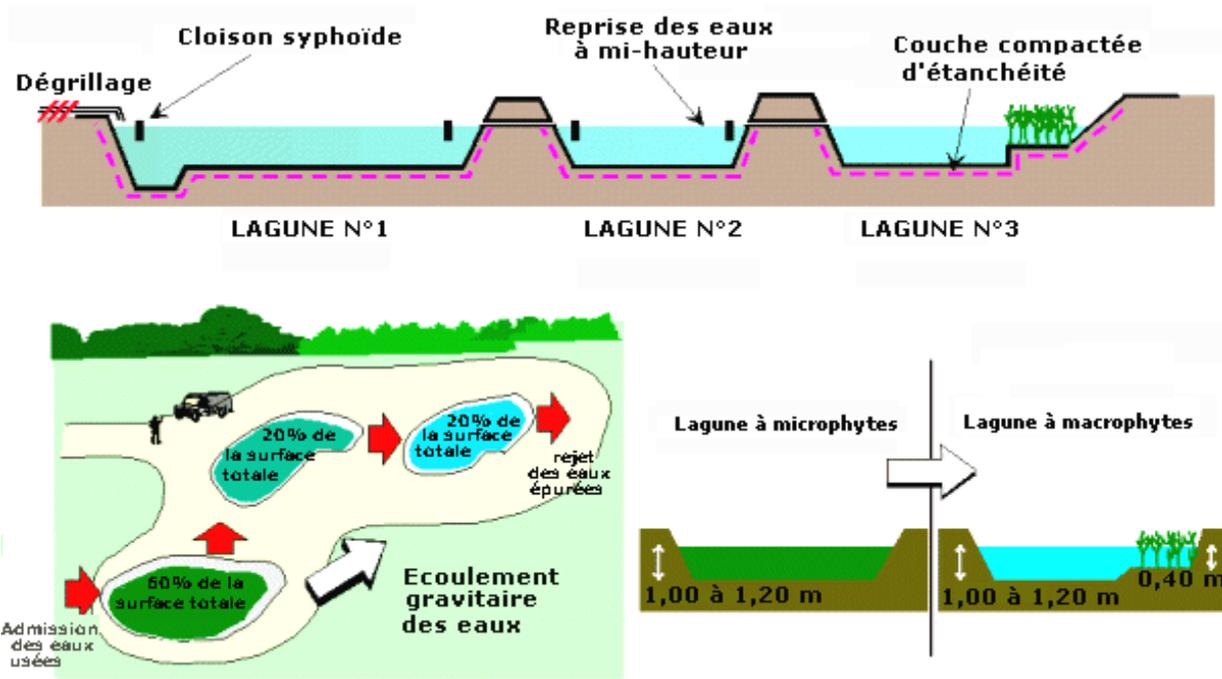


Figure. III.2 : Le lagunage naturel.

Les performances épuratoires sont les suivantes :

- DBOS : la présence d'algues, même sur la fraction filtrée, fait perdre son sens à la mesure de ce paramètre,
- DCO : le rendement en flux est supérieur à 75 %. La concentration en DCO est proche de 125 mg/l,
- MES : la concentration est inférieure à 150 mg/l, sauf situation exceptionnelle en matière d'évaporation,
- Azote : l'abattement sur l'azote global est en moyenne de 60 à 70% avec une influence saisonnière très marquée. On ne trouve pas de nitrate en sortie, sauf en cas d'exception et en quantité négligeable,
- Phosphore : l'abattement sur le phosphore est en moyenne de 60 à 70 %. Son élimination décroît généralement avec l'âge des installations et l'accumulation des boues dans les bassins.

4.Le lagunage aéré :

Regroupe l'ensemble des processus d'un traitement par oxydation forcée de la matière organique (insufflation d'air) et minéralisation des boues issues du traitement.

Il succède à un lagunage primaire pour la décantation. C'est une succession de 3 (ou plus) bassins successifs peu profonds

L'oxygène est apporté par des échanges avec l'atmosphère au niveau de la surface de l'eau et par la photosynthèse de micro algues.

La pollution est détruite par les bactéries présentes dans l'eau,

Ce traitement biologique aérobie reste moyennement efficace, il élimine 80 à 90 % de la DBO et 20 à 30 % de l'azote. La durée du traitement peut aller jusqu'à 60 jours.

Il existe **deux formes de lagunage aéré** :

Lagune aérée aérobie : la profondeur est de 2.4 à 4.8m dans laquelle l'oxygène et les matières en suspension sont uniformément répartis dans le bassin.

Il y a moins d'énergie fournie par l'équipement d'aération pour maintenir les boues en suspension.

Lagune aérée facultative : Les lagunes aérées sont des bassins traversés par l'effluent à épurer. L'oxygène nécessaire est fourni par des aérateurs à turbines ou quelques fois par des diffuseurs ; l'aération sert également au maintien en suspension des boues activées.

Il n'y a pas assez d'énergie fournie par l'équipement d'aération pour maintenir les boues en suspension et les matières solides, les sédiments, se déposent au fond du lagune de décantation. Les solides biodégradables dans les boues décantées se dégradent ensuite par voie anaérobie.

II.6.2. Traitement biologique intensif :

1. Lits bactériens :

C'est le plus ancien procédé biologique utilisé. Des bactéries sont cultivées sur un substrat neutre ; de la pierre concassée, du pouzzolane (sable volcanique), du mâchefer ou du plastique, sur lequel On fait passer l'effluent. La difficulté consiste à trouver la bonne vitesse du flux d'eau, qui ne doit pas être trop rapide (pour permettre la dégradation bactérienne) ni trop lent (pour une bonne évacuation de MES en excès). *(Cyril Gommella, Henri Guerree ,1986)*

Les micro-organismes épurateurs forment un film biologique responsable de l'assimilation de la pollution. L'aération naturelle se fait grâce à des ouïes d'aération. Le film biologique se décroche au fur et à mesure que l'eau percole.

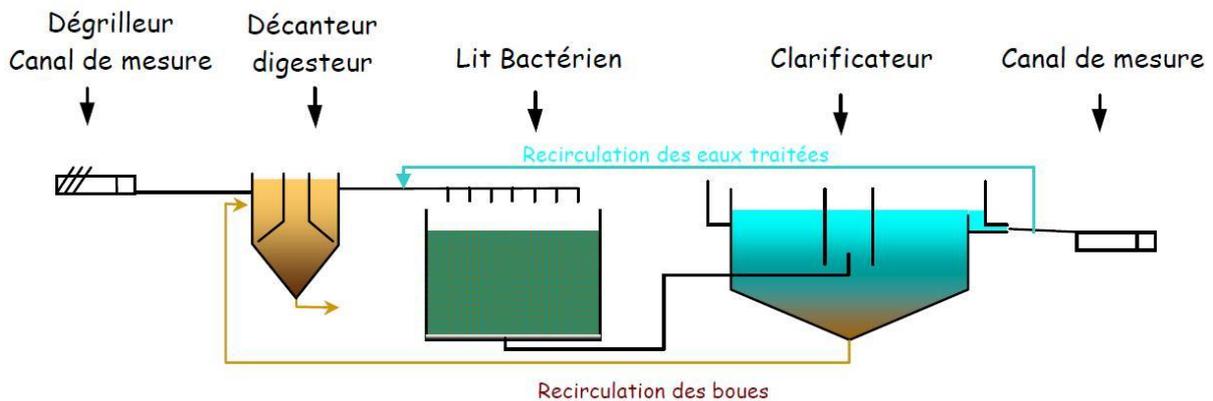


Figure. II.3 : Schéma explicatif de l'épuration par lit bactérien.

En sortie du lit bactérien se trouve un mélange d'eau traitée et de bio film. Ce dernier sera piégé dans le décanteur sous forme de boues et l'eau traitée rejoint le milieu naturel. La recirculation des boues vers le décanteur digesteur est essentielle.

Suivant la charge volumique appliquée, on distingue les lits à forte charge, moyenne

Charge et faible charge. On peut classer les lits bactériens comme suit:

Tableau II.2 : Classification des lits bactériens (Cyril Gommella, Henri Guerree),1986).

	Lit à faible charge	Lit à moyenne charge	Lit à forte charge	Lit à très forte charge
Charge hydraulique (m ³ /m ² , J)	1_5	4_10	10_40	40_200
Charge organique (kg /m3/J)	0,08_0,32	0,24_0,48	0,32_1,0	0,8_0,6
Hauteur de couche (m)	1,5_3,0	1,25_2,5	2,0_5,0	1_4
Matériaux utilisés	Caillaux	Caillaux	Caillaux	Matériaux plastiques
Taux de recyclage (%)	0	0_1	1_3	1_4

2. Disques biologiques :

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

Dès que le film biologique dépasse une épaisseur de quelques millimètres, il se détache et est entraîné vers le décanteur final où il est séparé de l'eau épurée. Les boues ainsi piégées sont renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour y être stockées et digérées. (GAID ,1984)

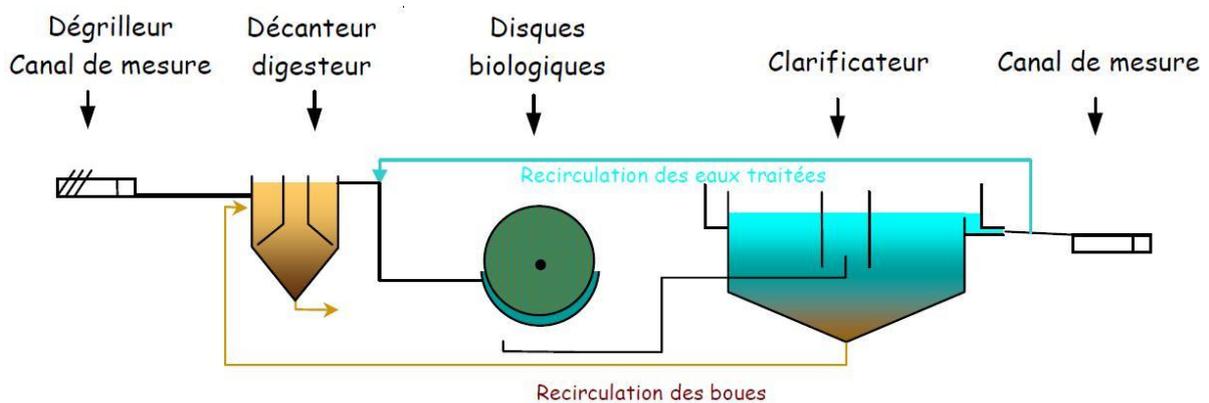


Figure. II.4 : Schéma explicatif du traitement par disques biologiques.

3. Boues activées : (E. Edeline,1996)

C'est un traitement très largement utilisé. Il s'agit d'un réacteur qui contient les eaux à traiter, dans lequel est injectée une boue chargée de bactéries. Les bactéries consomment la matière organique et contribuent à l'élimination de l'azote et du phosphate. A la sortie du réacteur, l'effluent passe dans un clarificateur. La boue décantée est séparée en deux flux :

L'un rejoint le réacteur (ensemencement) et l'autre est évacué vers la filière des boues.

L'action des bactéries dans le réacteur nécessite de l'oxygène.

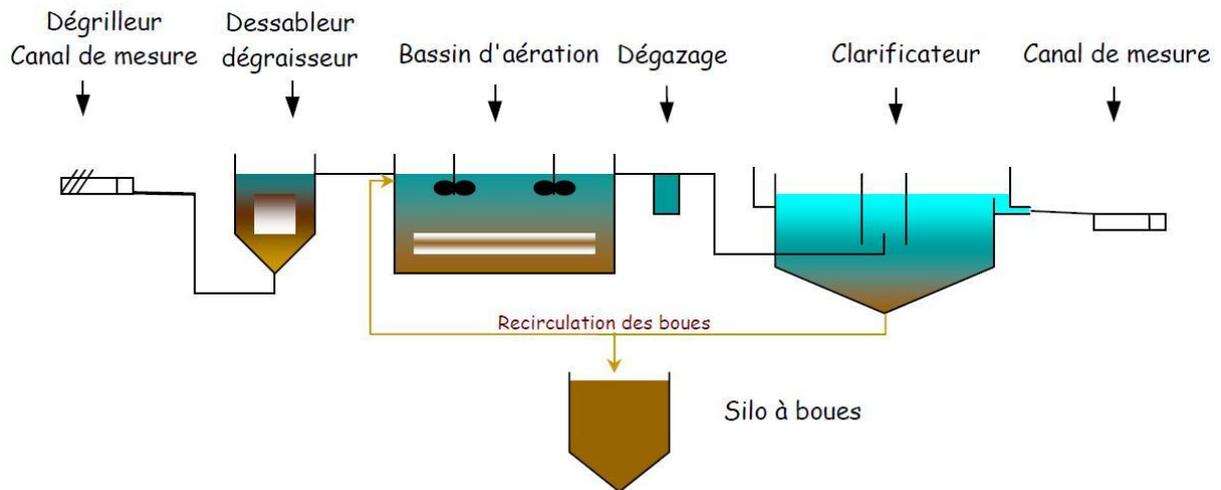


Figure. II.5: Principe d'une station d'épuration à boues activées à faible charge.

II.6.3. Avantages et inconvénients des procédés d'épuration (Cyril Gommella, Henri Guerree ,1986)

Tableau II.3 : Avantages et inconvénients des procédés extensifs.

Filière	<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>
Epanchage	<ul style="list-style-type: none"> • Enrichissement du sol par les éléments nutritifs. 	<ul style="list-style-type: none"> • Risque de contamination des nappes aquifères. • Risque de colmatage des sols. • Utilisation de grandes surfaces de terrain. • Dispersion des germes pathogènes. • Procédé non utilisé en période pluvieuse.
Lagunage Naturel	<ul style="list-style-type: none"> • Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable • Élimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été). • Faibles rejets et bonne élimination des germes pathogènes en été • S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique • Génie civil simple • Bonne intégration paysagère • Les boues de curage sont bien Stabilisées sauf celles présentes en tête du premier bassin. 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût d'investissement très dépendent de la nature du sous-sol. • Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. • Qualité du rejet variable selon les saisons • La maîtrise de l'équilibre biologique et des processus épuratoires reste limitée.
Lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> • Tolérant aux variantes de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; • Tolérant aux effluents très concentrés • Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments • Boues stabilisées. 	<ul style="list-style-type: none"> • Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; • Présence de matériels électromécaniques nécessitent L'entretien par un agent spécialisé. • Forte consommation énergétique.

Tableau II.4 : Avantages et inconvénients des procédés d'épuration intensifs

Filière	Avantages	Inconvénients
Lit bactérien et disque Biologique	<ul style="list-style-type: none"> • Faible consommation d'énergie • Fonctionnement simple demandent moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées • Bonne décantabilité des boues • Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées • Adaptés pour les petites collectivités. 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût d'investissement assez élevés • Nécessite de prétraitements efficaces • Sensibilité au colmatage • Ouvrages de taille importante si des objectifs D'élimination de l'azote sont imposés.
Boues activées	<ul style="list-style-type: none"> • Adaptée pour toute taille de collectivité • Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5) • Adaptée pour la protection de milieux Récepteurs sensibles • Boues légèrement stabilisées • Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> • Coûts d'investissement assez importants • Consommation énergétique importante • Nécessité de personnel qualifié et d'une Surveillance régulière • Sensibilité aux surcharges hydrauliques • Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser • forte production de boues qu'il faut concentrer.

II.7. Conclusion :

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

Différents procédés sont mis en œuvre pour atteindre cet objectif, mais l'épuration biologique reste la prédominante. Le procédé par boues activées est le plus utilisé, car c'est le plus économique que ce soit en mise en œuvre ou en exploitation.

Quels que soient les procédés utilisés, ils engendrent une production importante de boue. Cette dernière doit être traitée avant son élimination finale ou sa valorisation.

Pour notre étude, on optera pour l'épuration par boues activée, en raison du bon rendement épuratoire qu'elle procure.

Chapitre **III**

Procédé d'épuration
biologique par boues
activées

III.1. Introduction :

Les procédés d'épuration des eaux usées sont nombreux. Par conséquent, les stations d'épuration peuvent être très différentes. Afin de cadrer les études de ce chapitre, le travail consiste à dresser une liste des différents procédés d'épuration par boues activées.

Le traitement des eaux usées dans une station d'épuration par boues activées est composé de deux filières à savoir :

- Filière eau dans laquelle l'eau est débarrassée de ses polluants et une
- Filière boue dans laquelle les résidus générés par la première filière sont traités.

III.2. Composants d'une unité biologique : (Claude Cardot,1999)

Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas :

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

L'installation d'une station d'épuration par boue activées comprend :

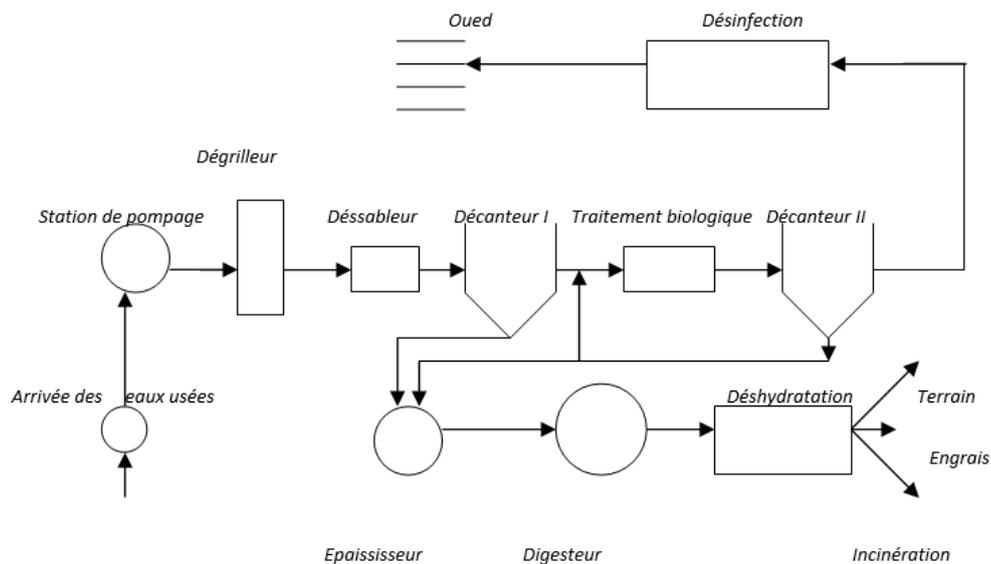


Figure. III.1 : schéma d'une station d'épuration par boue activées.

III.3. Classement des procédés par boues activées (E. Edeline,1986)

III.3.1. Charge massique Cm

La charge massique Cm est le rapport entre la quantité de pollution dont le substrat introduit dans ce réacteur (DBO₅ entrée) et la masse de boue activée MVS dans ce réacteur.

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

X_t : la masse totale de boue présente dans l'aérateur.

V : volume de l'aérateur.

X_a : concentration en MVS dans l'aérateur.

L₀ : pollution en DBO₅ journalière = le débit*la concentration en DBO₅ [DBO₅].

III.3.2. Charge volumique

La charge volumique Cv est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg DBO₅ au volume du bassin d'aération.

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

L₀ : pollution en DBO₅ journalière = le débit*la concentration en DBO₅ [DBO₅].

V : volume de l'aérateur.

III.3.3. Age des boues

L'âge des boues A_b(θ) est la durée d'aération subie par la boue avant son élimination

$$\theta = X_t/\Delta X = X_a \cdot V/\Delta X \dots\dots\dots(3)$$

X_a : concentration en MVS dans l'aérateur.

X_t : la masse totale de boue présente dans l'aérateur.

ΔX : la masse de boue produite quotidiennement.

V : volume de l'aérateur.

III.3.4. Indice de MOHLMAN

$$I_M = \frac{V_{30}}{m} \text{ (ml/g)} \dots\dots\dots(4)$$

V₃₀ : volume de boue obtenu après 30 mn de décantation d'un litre de boue activée (ml/l).

m : masse des matières en suspensions dans le bassin de boue activée(g/l).

III.3.5. Besoin en oxygène

La teneur d'oxygène ne doit pas être un facteur limitant ; la teneur en oxygène dissous dans le bassin d'aération doit être de 1 à 2 mg/l au moins tout temps et quel que soit la charge.

Tableau III.1 : Classement des procédés par boues activées. (Divet, H ;Schulhor,P,1980)

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
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10 à 30	R ≥ 90% Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	R = 80 à 90% Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	R < 80%

Remarque :

Les rendements annoncés sont donnés en assurant une bonne séparation de tous les éléments décantables de la liqueur de boues activées.

III.4. Choix du procédé d'épuration : (Duchene, P,1981)

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

a. Procédé à forte charge :

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

b. Procédé à moyenne charge :

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

c. Procédé à faible charge :

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

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

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

III.5. Description Des Ouvrages

La station d'épuration des eaux usées comprend les étapes suivantes :

- a) Les prétraitements
- b) Le traitement primaire (décanteur primaire)
- c) Le traitement secondaire :-Bassin d'aération
-Clarificateur
- d) Le traitement complémentaire (bassin de chloration)
- e) Le traitement des boues résiduelles comprend :
 - Un épaisseur
 - Un digesteur (stabilisateur)
 - Les lits de séchage

III.5.1 Les Prétraitements :

Cette étape consiste à éliminer les éléments les plus grossiers pouvant mettre en péril les équipements de la station ou bien altérer son fonctionnement.

III.5.1.1 Dégrillage :

Le dégrillage et le tamisage permettent de retirer de l'eau les déchets insolubles tels que les branches, les plastiques et les serviettes hygiéniques.

En effet, ces déchets ne pouvant pas être éliminés par un traitement biologique ou physico-chimique, il faut donc les éliminer mécaniquement. Pour ce faire, l'eau usée passe à travers une ou plusieurs grilles dont les mailles sont de plus en plus serrées. Celles-ci sont en général équipées de systèmes automatiques de nettoyage pour éviter leur colmatage, et aussi pour éviter le dysfonctionnement de la pompe (dans les cas où il y aurait un système de pompage).

L'opération de dégrillage s'effectue par simple passage des eaux à traiter à travers des grilles, on en distingue deux types :

- **Grilles manuelles :**

Les grilles manuelles sont composées de barreaux droits en acier, de section cylindrique ou rectangulaire. Ces grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60 à 80 ° sur l'horizontale dans le cas où le débit d'effluent est important.

Lorsque le nettoyage est manuel, la surface de grille doit être calculée largement pour éviter la nécessité d'interventions trop fréquentes, surtout si l'écartement entre barreaux est inférieur à 20 mm.

- **Grilles mécaniques :**

Ce sont des grilles à nettoyage automatique et sont utilisées à partir d'une certaine importance de la station (au delà de 2.000 équivalents-habitants), pour éviter ainsi un colmatage rapide des grilles.

Grille mécanique à nettoyage par l'aval; le mécanisme de nettoyage se trouvant placé à l'aval du champ de grille, généralement vertical ou incliné de 60 à 80 ° sur l'horizontale.

Grille mécanique à nettoyage par l'amont ; le mécanisme est assuré par un ou deux peignes montés à l'extrémité de bras, utilisée généralement pour les grilles dont l'espacement des barreaux est inférieur à 20

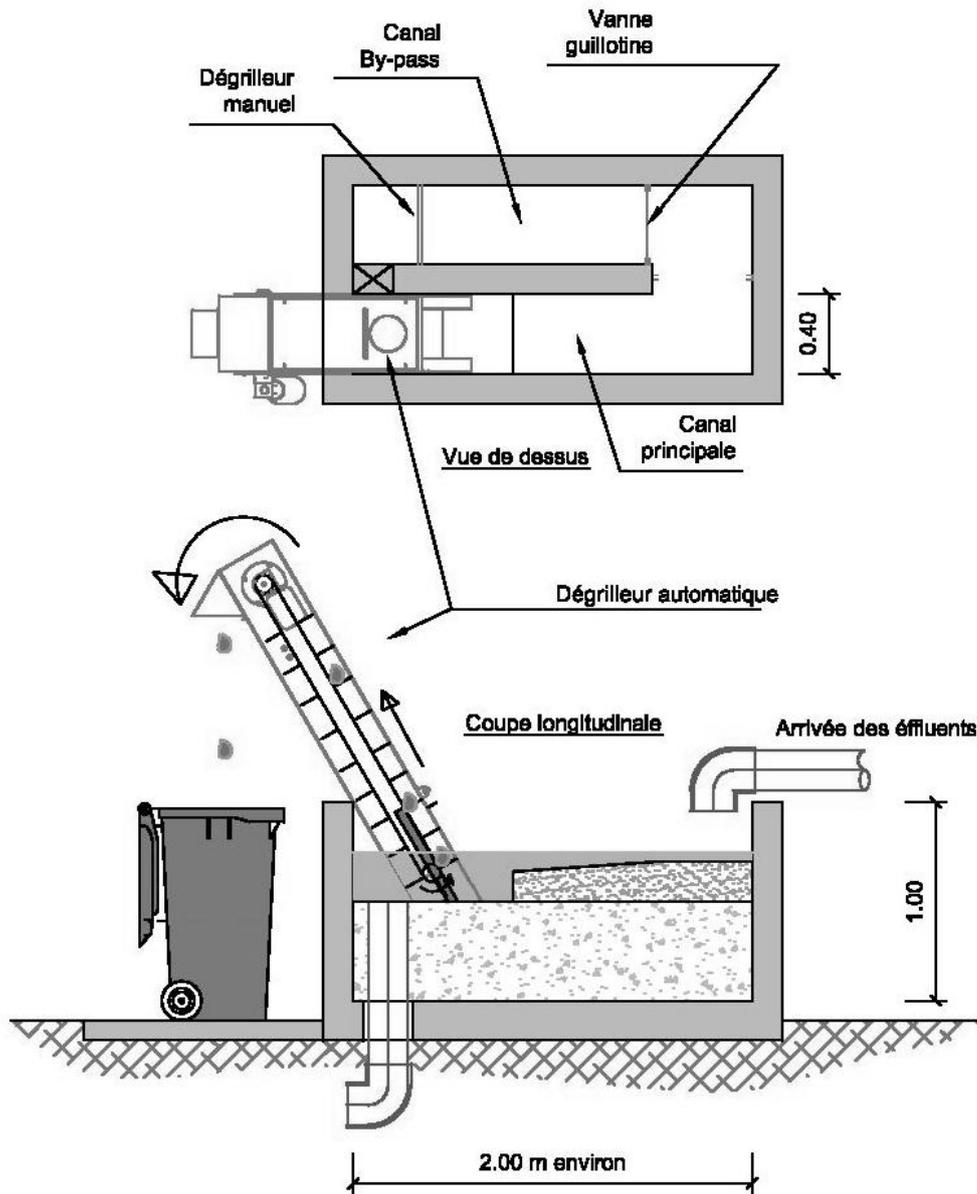


Figure. III.2 : Schéma explicatif de Dégrillage.

III.5.1.2. Dessablage :

Le dessablage permet, par décantation, de retirer les sables mélangés dans les eaux par ruissellement ou amenés par l'érosion des canalisations. Ce matériau, s'il n'était pas enlevé, se déposerait plus loin, gênant le fonctionnement de la station et provoquant une usure plus rapide des éléments mécaniques comme les pompes.

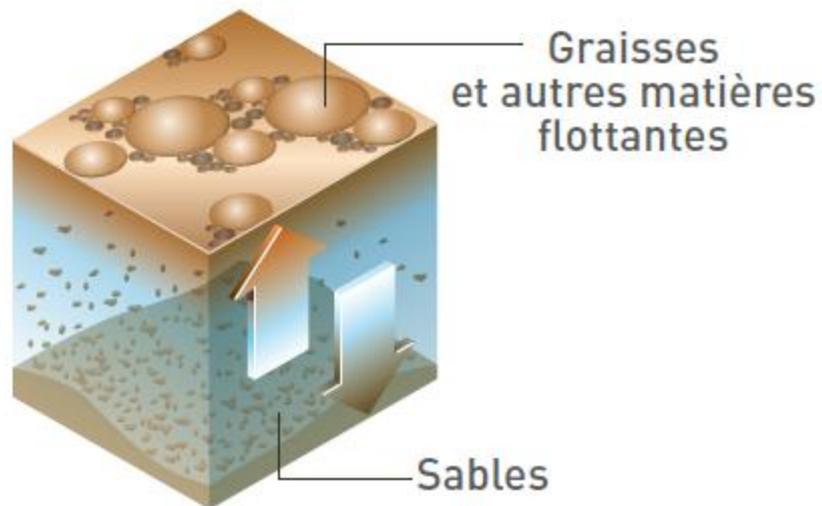


Figure. III.3 : Principe de dessablage.

Les sables extraits peuvent être lavés avant d'être mis en décharge, afin de limiter le pourcentage de matières organiques dont la dégradation provoquerait des odeurs et une instabilité mécanique du matériau.

On distingue divers types de dessableurs, on citera :

- Dessableur à couloir simple ;
- Dessableurs circulaires ;
- Dessableurs rectangulaires aérés l'extraction du sable est réalisée automatiquement Par raclage vers une fosse de collecte d'extrémité, suivi d'une reprise par pompage.

En fait, les sables extraits des eaux résiduaires urbaines contiennent toujours une certaine proportion de matières organiques qui sédimentent en même temps. La séparation de ces matières doit se faire grâce à une vitesse de balayage, maintenue aux environs de 0,30 m/s.

III.5.1.3. Dégraissage :

Le dégraissage est destiné à extraire les graisses et huiles figées et émulsionnées dans les eaux brutes.

Cette opération fait appel au phénomène de la flottation, basé sur la notion de différence de masse volumique des constituants de l'effluent, en tirant profit de l'aptitude qu'ont les graisses à s'unir avec les bulles d'air pour former un ensemble « graisse-air » moins dense que l'eau, engendrant ainsi un déplacement ascendant de cet ensemble qui se concentrera sur la surface de l'ouvrage.

Les graisses sont alors extraites par un système de raclage mécanique de la surface du dégraisseur.

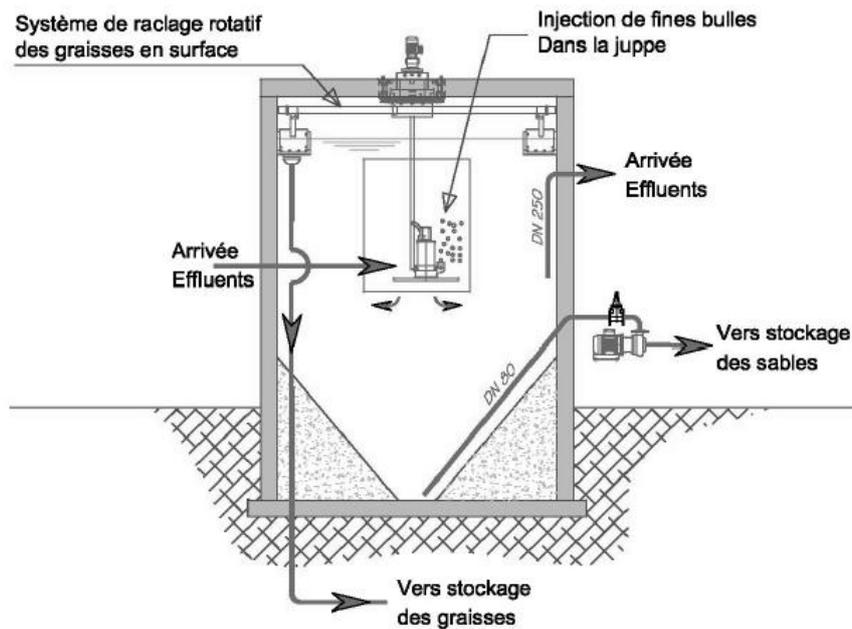


Figure. III.4 : Schéma d'un ouvrage combiné dessableur déshuileur .

III.5.4. Le Traitement primaire (décanteur primaire) :

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond de l'ouvrage pour former les "boues primaires".

L'arrivée de l'effluent brut se fait par un fut central creux. L'eau brute est ensuite répartie dans le bassin. Un dispositif de raclage, aidé par une légère pente en fond d'ouvrage, permet d'amener les boues déposées sur toute la surface du fond vers une fosse centrale d'où partent des canalisations d'extraction.

III.5.2. Le Traitement Secondaire

III.5.2.1 Bassin d'aération :

C'est un procédé à culture libre qui reproduit industriellement l'effet épurateur des rivières et des étangs, le principe étant de maintenir en suspension des micro-organismes chargés de l'épuration (boues activées).

Il est basé sur le principe de l'autoépuration du milieu récepteur naturel avec accélération du processus.

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

III.5.2.2 Clarificateur :

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

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

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

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

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

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

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.

III.6. Traitement Tertiaire (Désinfection) : (Kesikes et al, 2009).

La désinfection de l'eau signifie l'élimination ou la désactivation des microorganismes pathogènes. Les microorganismes sont détruits ou désactivés, entraînant la fin de leur développement et de leur reproduction

Il existe plusieurs méthodes de désinfection : le chlore, désinfection utilisant le dioxyde de chlore, par rayonnement UV.

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

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

III.7 Traitement Des Boues**III.7.1. Stabilisation des boues : (LOUIZ, 2011)**

La stabilisation a pour but d'éliminer toutes les matières organiques fermentescibles. Elle n'est jamais totale et ne porte pas sur la destruction des matières à fermentation lente (de l'ordre de plusieurs mois). Elle peut s'opérer par voie aérobie ou anaérobie.

III.7.1.1. Stabilisation aérobie des boues :

Elle consiste à provoquer ou à poursuivre le développement des micro-organismes aérobies jusqu'à dépasser la phase de synthèse des cellules et réaliser leur propre oxydation.

III.7.1.2. Digestion anaérobie :

La stabilisation anaérobie se réalise par fermentation méthanique des boues des cuves fermées, à l'abri de l'air appelées digesteurs ; elle se produit en deux temps (phases) :

- Première phase :

La fermentation est dite acide, les matières solides biodégradables sont solubilisées, puis dégradées par les bactéries mésophiles (35°), il s'ensuit une forte formation d'acide organique.

- Deuxième phase :

La fermentation est dite méthanique, les micro-organismes sont caractérisés par un pouvoir de destruction cellulaire très puissant, par un développement long et par leurs grandes sensibilités aux conditions du milieu (PH, T°, toxiques...).

La digestion anaérobie est d'autant plus rapide que la température est plus élevée.

Certains facteurs sont perturbateurs ou inhibiteurs de la digestion, à savoir les éléments toxiques tels que (cuivre, nickel, zinc) la concentration excessive de détergents, l'excès de NH₄, les sulfures.

Pour une bonne digestion, il faut que le PH varie entre (6,8 à 7,12).

D'après les comparaisons entre ces deux stabilisations :

- Le taux de réduction des matières volatiles obtenues par stabilisation aérobie dans les conditions climatiques les plus fréquentes est sensiblement inférieur à celui atteint par digestion anaérobie.
- Du fait de sa rusticité, de la simplicité de sa conduite, de sa facilité, à supporter les variations de charge, la stabilisation aérobie des boues convient bien pour les stations d'épuration rurales de moyenne importance.
- La stabilisation aérobie est moins onéreuse en investissement que la digestion anaérobie, par contre, elle nécessite d'importantes dépenses d'énergie.
- La récupération de gaz (digestion anaérobie) permet des économies sur les frais d'exploitation.

De cette comparaison, on préfère la digestion anaérobie

III.7. 2.Epaississement :

C'est le premier stade de réduction du volume des boues à traiter. L'épaississement est l'augmentation de concentration des boues collectées dans les décanteurs de clarification, tout en évitant d'atteindre une valeur éventuellement incompatible avec le pompage de ces boues.

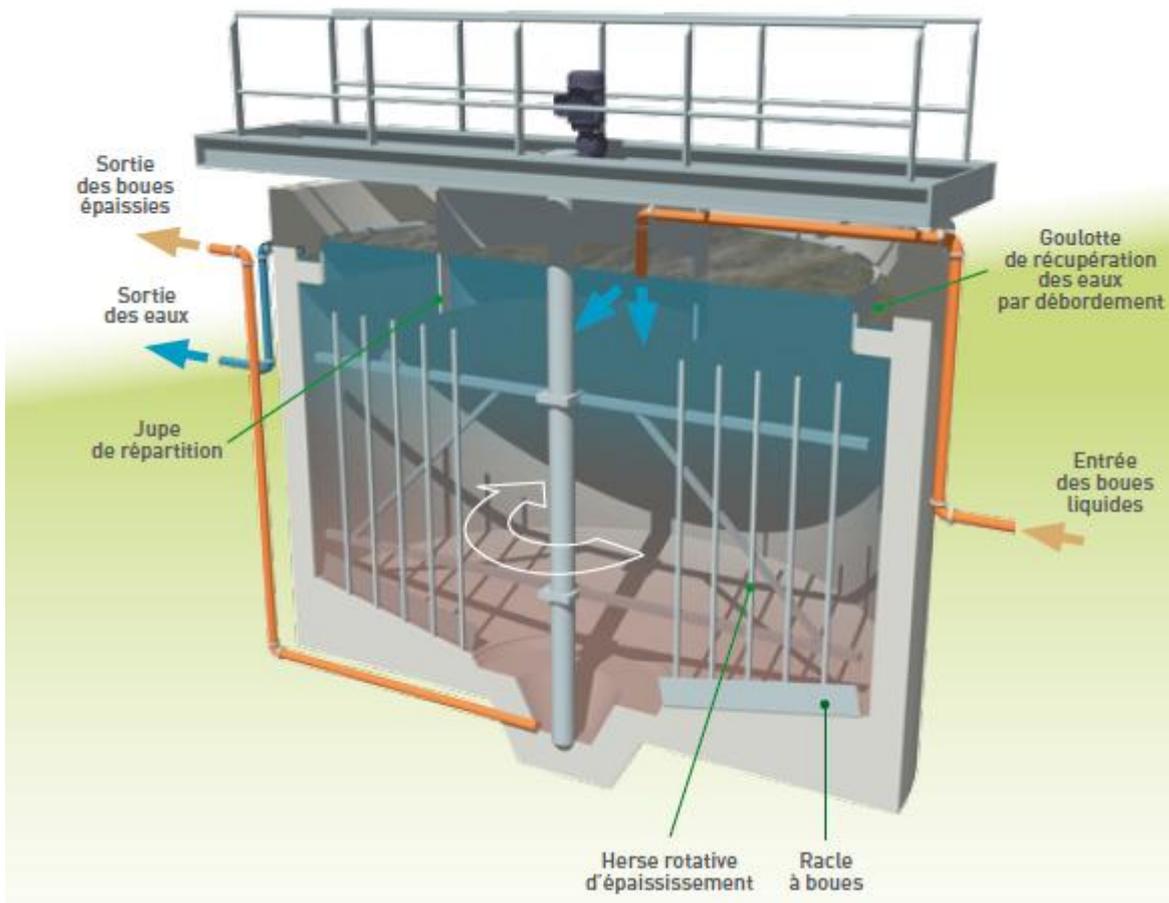


Figure. III.5 : Schéma explicatif d'un épaisseur.

De nombreuses techniques sont utilisées pour réaliser l'épaississement des boues à savoir

III.7. 2.1. Epaississement par décantation :

Les boues sont introduites dans une cuve (épaississeur) profond ($H \geq 3,5$ m pour les boues urbaines), afin de faciliter le tassement des boues dont l'évacuation se fait par le fond tandis que le liquide surnageant par le haut.

On distingue deux types d'épaississeurs :

- Epaississeurs non raclés.
- Epaississeurs mécanisés.

L'épaississeur mécanisé est de forme circulaire, équipé d'un ensemble mécanique tournant dont le rôle est double :

- Assurer le transfert des boues déposées vers la fosse centrale, au moyen de racleurs ;

- Faciliter le dégagement de l'eau interstitielle et des gaz occlus au moyen d'une herse verticale accrochée au dispositif tournant.

Le diamètre de cet ouvrage commence de 5 m et peut atteindre 40 m.

III.7. 2.2. Epaissement par flottation :

Il consiste à réduire la masse volumique apparente des particules par absorption des fines bulles de gaz de façon à provoquer leur entraînement vers la surface. Les boues concentrées sont récupérées par raclage de la surface du liquide.

En fin, nous optons pour un épaisseur mécanique par décantation car ce dernier est moins cher que l'épaisseur par flottation (demande des frais d'exploitation élevés).

III.7. 3 Lits De Séchage Déshydratation des boues :

La déshydratation des boues constitue la dernière étape de réduction du volume de boues.

III.7. 3.1. Déshydratation sur lits de séchage :

Elle s'effectue par double action-filtration de l'eau à travers le sable

- Evaporation de l'eau en surface dont la remontée est entretenue par capillarité.

III.7. 3.2. Déshydratation mécanique :

Ce traitement comporte deux stades :

➤ Premier stade :

Conditionnement des boues pour augmenter par floculation la taille des particules en suspension et augmenter la cohésion du floc

➤ Deuxième stade :

Opération de déshydratation

- Filtration sous vide
- Filtration sous pression
- Centrifugation (séparation du mélange solide liquide par action de la force centrifuge)

III.7. 3.3. Déshydratation naturelle (séchage thermique) :

Le séchage s'effectue à l'air libre sur des aires constituants un massif drainant de 0,25 à 0,4 m d'épaisseur ce procédé ne peut être applicable qu'à des boues déjà fortement déshydratées.

D'après ces différentes techniques on voit que la déshydratation sur lits de séchage est plus utilisée du point de vue économique et sa facilité de gestion

- Les sables doivent avoir une granulométrie à peu près homogène
- Les eaux de drainage doivent être renvoyées en tête de la station
- Les lits sont à recharger périodiquement en sable qui est enlevé en partie avec des boues desséchées
- Les refus de dégrillage et de dégraissage qui entraîneraient une diminution du pouvoir drainant du lit ne doit pas être admis sur les lits

Pour une bonne répartition des boues, il convient de s'en tenir à une dimension maximale des lits de 20x 8 m².

III.8. Théorie de l'épuration par boue activée :

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

Ce bassin de brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange du floc bactérien et de l'eau usée (liqueur mixte). L'aération qui peut se faire à partir de l'air ou d'un gaz enrichi en oxygène, a pour but de dissoudre ce gaz dans la liqueur mixte afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies.

Après un certain temps de contact suffisant, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur appelé parfois décanteur secondaire destiné à séparer l'eau épurée des boues. Ces dernières sont en partie recyclées dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en bactéries épuratrices et l'excédent (boues en excès) est évacué vers le traitement des boues.

III.9. 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

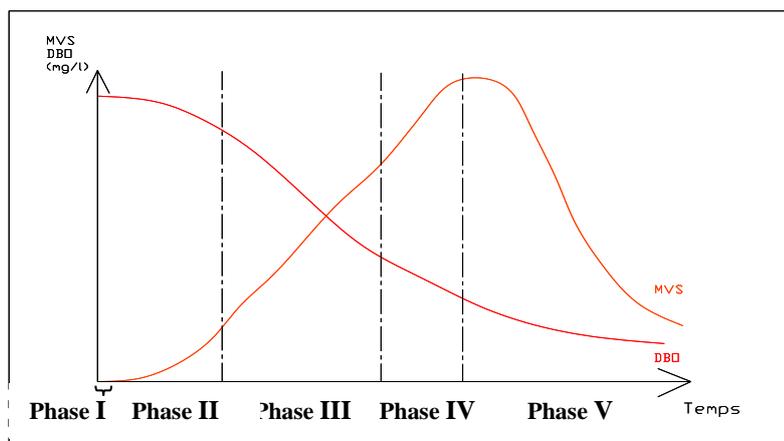


Figure. III.6 : Progression de la masse microbienne

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

$$\frac{dX}{dt} = \mu X \dots\dots\dots(5)$$

X : La masse bactérienne présente au temps (t)

μ: Taux de croissance en j⁻¹

Par intégration de l'équation précédente, on aura : $X = X_o \cdot e^{(\mu t)}$ (6)

X_o : La masse bactérienne présente au temps t_o

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

$$\frac{dX}{dt} = K S X$$

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 : $dX/dt = K'' \cdot S X$

En intégrant, on aura : $Sf = S_o \cdot e^{(-K'' T)}$ (7)

Et par un développement en série de TAYLOR on aura :

$Sf/S_o = 1 / (1 + K'' \cdot T)$ (8)

Sf : 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 :

$$\frac{dX}{dt} = -bX \dots\dots\dots(9)$$

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 (CO₂, H₂O, NO₂...).

Le traitement par boues activées développera trois principaux procédés de traitement :

1. Boues activées à forte charge
2. Boues activées à moyenne charge
3. Boues activées à faible charge

III.10. Paramètres influençant le processus épuratoire :**a Besoins en oxygène :**

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

b Besoins en nutriments :

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

c Effet de la température :

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

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

d Influence de PH :

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

e Influence de la toxicité :

La présence de substances toxiques dans l'effluent à traiter se traduira par une inhibition partielle ou totale de l'activité des micro-organismes.

III.11. Avantages et inconvénients :**a. Avantages :**

- Réduction de temps de séjour de la pollution et les surfaces du terrain utilisées.
- Plusieurs variantes de ce procédé ont été adoptées pour traiter, selon le cas, les eaux usées à forte, moyenne, et faible charge donnant des rendements assez appréciables.
- Recirculation de la culture bactérienne permet d'enrichir le bassin par les micro-organismes épurateurs.
- Faible influence de la température sur la cinétique de dégradation bactérienne.

b. Inconvénient :

- L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente.

III.12. Conclusion :

Une station d'épuration est une usine qui nettoie les eaux usées, elle fait partie du réseau d'assainissement des eaux usées, constituée d'une succession de dispositifs où l'eau est progressivement débarrassée de ses substances polluantes.

Quels que soient les procédés utilisés, ils engendrent une production importante de boue. Cette dernière doit être traitée avant son élimination finale ou sa valorisation.

Chapitre **IV**

Dimensionnement
des ouvrages
de la STEP

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va dimensionner les différents ouvrages de la chaîne du traitement à boues activées avec deux variantes, la première sera une variante à moyenne charge et la deuxième à faible charge et cela pour deux horizons moyen terme et long terme afin de déterminer la variante la plus adéquate au projet.

Iv.2. Calculs de base pour le dimensionnement :

Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2031 et 2046

IV.2.1. Estimation des débits :

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. La subdivision des ressources en eaux a opté pour une dotation de 150 /hab/j pour la commune de BARIKA

Le calcul se fait tenant compte des équipements qui sont estimés de 20% de la population ($Q_{eqp} = 20\% Q_{domestique}$)

Il s'agit de déterminer : a-Le débit moyen journalier : « $Q_{moy,j}$ » (m^3/j)

b-Le débit moyen horaire : « $Q_{moy,h}$ » (m^3/h)

c-Le débit de pointe : « Q_p »

d-le débit diurne « Q_d »

A- le débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier se calcule comme suit : $Q_{moy,j} = D.N.Cr$

Avec :

D : dotation (l/hab/j),

N : nombre d'habitant équivalent à l'horizon considéré (avec équipements),

Cr : coefficient de rejet.

$$Q_{moy,j} = 154743 \times 150 \times 0.8 = 18569.16 \text{ m}^3/j \quad \text{pour l'horizon 2031}$$

$$Q_{moy,j} = 208263 \times 150 \times 0.8 = 24991.56 \text{ m}^3/j \quad \text{pour l'horizon 2046}$$

B -débit moyen horaire :

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24}$$

$$Q_{moy,h} = \frac{18569.16}{24} = 773.72 \text{ m}^3/h \quad \text{pour l'horizon 2031}$$

$$Q_{moy,h} = \frac{24991.56}{24} = 1041.32 \text{ m}^3/h \quad \text{pour l'horizon 2046}$$

C- le débit de pointe en temps sec :

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pte} = Q_{moy,j} \times C_p$$

C_p : coefficient de pointe

$$C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moy,j}} \rightarrow \text{Si } Q_{moy,j} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \rightarrow \text{Si } Q_{moy,j} \leq 2,8 \text{ l/s}$$

Pour l'horizon 2031 on a $Q_{moy,j} = 214.92 \text{ l/s}$

$$\text{donc } C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{214.92} = 1.67$$

$$Q_{pte} = 1.67 \times 214.92 = 358.92 \text{ l/s} = 0.359 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour l'horizon 2046 $Q_{moy,j} = 289.25 \text{ l/s}$

$$\text{donc } c_p = 1.65$$

$$Q_{pte} = 1.65 \times 289.25 = 477.26 \text{ l/s} = 0.477 \text{ m}^3/\text{s}$$

d- Débit de pointe en temps de pluie :

On prend une dilution de 3 et on trouve :

$$\text{Pour l'horizon 2031 } Q_{pte,p} = 3 \times 214.92 = 644.76 \text{ l/s}$$

$$\text{Pour l'horizon 2046 } Q_{pte,p} = 3 \times 289.25 = 867.75 \text{ l/s}$$

E -le débit diurne :

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée, soit : $Q_d = Q_{moy,j}/16$

$$\text{Pour l'horizon 2031 } Q_d = 18569.16/16 = 1160.57 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Pour l'horizon 2046 } Q_d = 24991.56/16 = 1561.97 \text{ m}^3/\text{h}$$

IV.2.2. Evaluation des charges polluantes :

On calcule les charges polluantes à partir des résultats des analyses illustrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Charges polluantes de la future station de BARIKA

Charge polluantes	Concentration (mg/l)
DBO ₅	412
MES	537.14
DCO	908.8
DCO/DBO = 2.21	effluent domestique

(Source ONA D'ALGER)

A- La charge moyenne journalière en DBO₅:

$$L_0 = C_{DBO5}(\text{Kg}/\text{m}^3) \times Q_j(\text{m}^3/\text{j})$$

Avec : - L_0 : charge moyenne journalière en DBO₅

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

- Q_j : débit moyen journalier en (m³ / j).

Nous avons $C_{DBO5} = 412 \text{ mg/l}$ (*source ONA D'ALGER*)

Donc pour l'horizon 2031 $L_0 = 412 \times 10^{-3} \times 18569.16 = 7650.5 \text{ kg/j}$

Pour l'horizon 2046 $L_0 = 412 \times 10^{-3} \times 24991.56 = 10296.52 \text{ kg/j}$

b-La charge moyenne journalière en MES :

$$N_0 = C_{MES}(\text{kg}/\text{m}^3) \times Q_j(\text{m}^3/\text{j})$$

Avec : - N_0 : charge moyenne journalière en MES.

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

Nous avons : $C_{MES} = 537.14 \text{ mg/l}$ (*source ONA D'ALGER*)

Donc : Pour l'horizon 2031 $N_0 = 537.14 \times 10^{-3} \times 18569.16 = 9974.24 \text{ kg/j}$

Pour l'horizon 2046 $N_0 = 537.14 \times 10^{-3} \times 24991.56 = 13423.97 \text{ kg/j}$

Tableau IV.2 : Résultats de calculs de base.

<i>Horizons de calcul</i>		<i>2031</i>	<i>2046</i>
<u>Capacité de la station</u>		<i>154 743</i>	<i>208 263</i>
<i>Débit journalier</i>	<i>m³/j</i>	<i>18569.16</i>	<i>24991.56</i>
<i>Débit horaire</i>	<i>m³/h</i>	<i>773.72</i>	<i>1041.32</i>
<i>Débit de pointe de temps sec</i>	<i>l/s</i>	<i>358.92</i>	<i>477.26</i>
<i>Débit de pointe de temps de pluie</i>	<i>l/s</i>	<i>644.76</i>	<i>867.75</i>
<i>Débit diurne</i>	<i>m³/h</i>	<i>1160.53</i>	<i>1561.97</i>
<i>Charge journalière en DBO5</i>		<i>7650.5</i>	<i>10296.52</i>
<i>Charge journalière en MES</i>	<i>Kg/j</i>	<i>9974.24</i>	<i>13423.97</i>
<i>Concentrations requises de l'effluent</i>	<i>mg/l</i>	<i>30</i>	

IV.3. Les prétraitements

Le prétraitement est une série d'opérations physiques ou mécaniques afin d'éliminer la fraction grossière susceptibles de gêner les traitements ultérieurs.

Les principales opérations de prétraitements sont :

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

IV.3.1. Dégrilleur :

L'installation du dégrillage est constituée, pour la première tranche de traitement de 2 unités parallèles (une grille grossière automatique + une grille fine).

Les refus sont compactés et essorés pour réduire leur teneur en eau et limiter leur volume, puis transférés 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).

V.3.1.1. Lois de dimensionnement :

- **Méthode de KRISHMER :** (*Gaid,1986*)

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

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

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.

K : coefficient de colmatage de la grille.

S : surface de passage de l'effluent ($S = Q_p/V$).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Donc : $L_g = Q_p \cdot \sin \alpha / V \cdot H_{\max} (1 - \beta) \cdot K$

A. Horizon 2031**Grille grossière**

$$\alpha = 60^\circ.$$

$$Q_p = 3 \times Q_{ts} = 3 \times 644.76 = 1934.28 \text{ m}^3/\text{h} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 1 \text{ m/s.}$$

$$H_{\max} = 1 \text{ m.}$$

$$K = 0.5 \text{ (grille automatique).}$$

$$\beta = e/e+d = 2/8+2 = 0.2$$

$$L_g = 0.52 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1-0.2) \times 0.5 = 1.17 \text{ m}$$

Grille fine

$$\beta = 1 / 1+0.9 = 0.53$$

$$L_g = 0.52 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1-0.53) \times 0.5 = 2 \text{ m.}$$

B. Horizon 2046**Grille grossière**

$$\alpha = 60^\circ.$$

$$Q_p = 0.72 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$h_{\max} = 1 \text{ m.}$$

$$K = 0.5 \text{ (grille automatique).}$$

$$\beta = 2/2+8 = 0.2$$

$$L_g = 0.72 \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1-0.2) \times 0.5 = 1.57 \text{ m.}$$

Grille fine

$$\beta = 1/1+0.9 = 0.53$$

$$L_g = 0.72 \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1-0.53) \times 0.5 = 2.65 \text{ m.}$$

- Calcul de la longueur :

On a une hauteur de grille de 1m

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

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

V.3.1.2. Calcul des pertes de charge : (Gaid,1986)

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

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

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha$$

avec :

ΔH : perte de charge(m).

d : espacement entre les barreaux (cm).

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

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 circulaires ;

1.La grille grossière :

On a :

$\beta = 1,79$ (Barreaux de section circulaire) (*Gaid,1986*)

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

Donc $\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{8}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2.9,81} \sin 60^\circ = 0,012m$

2.la grille fine :

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

$d = 1cm$, $e = 0,9cm$, $\alpha = 60^\circ$, $V = 1m/s$

Donc : $\Delta H = 1,79 \left(\frac{1}{0,9}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2.9,81} \sin 60^\circ = 0,09m$

Tableau IV.3 : Résultats du dimensionnement des grilles

Dégrilleur	Horizon 2031		Horizon 2046 (Extension)	
	Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
La largeur L (m)	1.17	2	1.57	2.65
La perte de charge ΔH (cm)	0.012	0.09	0.012	0.09
La longueur B(m)	1.15	1.15	1.15	1.15

Nous optons dans la phase de dégrillage une grille grossière inclinée de 60°

IV.3.2. Dessableur - dégraisseur: (Gaid,1986)

Le sable sera éliminé dans un bassin de dessablage.

Les grains de sable sont déposés au point le plus bas de l'ouvrage. L'aération du dessableur est assurée par un supprimeur ; le relevage des sables est prévu par un air- lift fournit en air également à partir du supprimeur, ou par des pompes à sable, et le fonctionnement de l'air lift sera temporisé de manière à correspondre à la production de sable. Les sables relevés seront rejetés dans le classificateur des sables. Un pont roulant permettra le raclage des huiles et les graisses.

IV.3.2.1 Calcul du Dessableur - dégraisseur: (Gaid,1986)

Le bassin de dessablage- dégraissage est du type longitudinal aéré avec insufflation d'air à la partie inférieure.

Pour qu'il y ait une sédimentation des particules, on doit vérifier :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s}$$

V_e : Vitesse d'écoulement $V_e = 0.10$ à 0.50 m/s.

V_s : Vitesse de sédimentation $V_s = 40$ à 70 m/h

L : longueur du bassin.

H : profondeur du bassin $H = 1$ à 2.5 m.

Le dessableur - dégraisseur doit être dimensionné avec l'un des rapports suivant :

$L/H = 10$ à 15 .

$B/H = 3$; avec B : largeur du bassin.

IV.3.2.2 Base de dimensionnement du dessableur:

Le dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes :

➤ **La section horizontale :** $S_h = \frac{Q_p}{V_s}$

➤ **On utilise le rapport :** $\frac{L}{H} = 10$

1. Critères de dimensionnement pour le dessableur:

Temps de séjour, $t_s = 10$ min.

Charge hydraulique, $V_s = 60$ m/h.

Vitesse horizontale, $V_e = 0.3$ m/s.

2. Critères de dimensionnement pour le dégraisseur :

Temps de séjour, $t_s = 10$ min.

Charge hydraulique, $V_s = 30$ m/h.

A. l'horizon 2031

- **Section horizontale S_h :** $Q_p = 0.54 \text{ m}^3/s$

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{0.54 \times 3600}{60} = 32.4 \text{ m}^2$$

- **La longueur L :** On prend :

$$\text{La hauteur } H = 2 \text{ m} ; \frac{L}{H} = 10$$

$$\text{Donc : } L = 20 \text{ m}$$

- **La largeur B :**

$$B = \frac{S_h}{L} = \frac{32.4}{20} = 1.62 \text{ m}$$

$$B = 1.62 \text{ m}$$

- **Le volume :**

$$V = S_h \cdot H = 32.4 \times 2 = 64.8 \text{ m}^3$$

$$V = 64.8 \text{ m}^3$$

- **Temps de séjours t_s dans le bassin :**

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{64.8}{0.54} = 120 \text{ min}$$

$$t_s = 2 \text{ min}$$

Calcul les besoins en air : (J.P.Becharc, P.Boutin, B.Mercier...,1987)

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

$$Q_{air} = Q_p \cdot V$$

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

$$Q_{air} = 0,54 \times 1,5 = 0,81 \text{ m}^3 \text{ d'air} / s$$

$$Q_{air} = 2916 \text{ m}^3 \text{ d'air} / h$$

B. l'horizon 2046

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

$$Q_p = Q_{p(2046)} - Q_{p(2031)} = 0,72 - 0,54$$

$$Q_p = 0,18m^3 / s$$

Pour le dimensionnement, on prend :

$$V_e = 0,3m / s$$

$$V_s = 60m / h = 0,017m / s. \quad H = 2m.$$

➤ **Section horizontale :**

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{0,18}{0,017}$$

$$S_h = 10.6m^2$$

➤ **Largeur du déssableur :**

On prend : La hauteur $H=2m$, on propose $B=1.5m$

➤ **Longueur du déssableur :**

$$L = \frac{S_h}{B} = \frac{10.6}{1.5} = 7.06m$$

$$L = 7m$$

➤ **Volume du bassin :**

$$V = S_h.H = 21.2m^2$$

$$V = 21.2m^3$$

➤ **Le temps de séjour dans le bassin :**

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{21.2}{0,18} = 118''$$

$$t_s = 118''$$

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

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

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

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

$$q_{air} = 0,18 \times 1,5 = 0,27m^3 d'air / s$$

$$q_{air} = 972m^3 d'air / h$$

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

Tableau IV.4 : Dimensions du déssableur-déshuileur

Dimensions	Unité	2031	2046 (Extension)
- Longueur	m	20	7
- Largeur	m	1.62	1.5
- Hauteur	m	2	2
- Volume	m ³	64.8	21.2
- Quantité d'air	m ³ /h	2916	972
- Temps de séjour	Seconde	120	118

Remarque :

Le déshuilage se déroule en même temps que le dessablage (c'est un ouvrage combiné), les huiles sont piégées dans une zone de tranquillisation dans laquelle ils seront raclés en surface.

IV.3.2.3. Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur :

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

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

A. Horizon 2031 :

- La charge en MES à l'entrée de déssableur est MES=9974.24 Kg/j
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 9974.24 \times 0,7 = 6981.97 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 9974.24 \times 0,3 = 2992.27 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 2992.27 \times 0,70 = 2094.6 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de déssableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 2992.27 - 2094.6 = 897.67 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de déssableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 6981.97 + 897.67$$

$$MES_s = 7879.64 \text{ Kg/j}$$

B. Horizon 2046 :

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES = 3449.73 \text{ Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 344.74 \times 0,7 = 2414.79 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 13423.97 \times 0,3 = 1034.91 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 1034.91 \times 0,7 = 724.44 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 1034.91 - 724.44 = 310.47 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s$$

$$MES_s = 2725.26 \text{ Kg/j}$$

IV.4. Traitement primaire :

Le traitement primaire est le phénomène de décantation, qui est une séparation solide-liquide, elle consiste en une élimination en matières en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau ; l'eau usée préalablement dégraillée et dessablée, contient des matières organiques et minérales décantables, qui vont subir une décantation. Ces matières correspondent aux états suivants :

- Décantation libre ou grenu :

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

- Décantation diffuse ou coalescent :

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

IV.4.1. Les différents types de décanteurs :

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

IV.4.2. Dimensionnement du décanteur primaire :

A. Horizon 2031 :

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

➤ **Données pour le calcul du décanteur :**

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution. Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. (Monchy, H,1974)

La vitesse limitée est donnée par la relation : (J.P.Becharc, P.Boutin, B.Mercier...,1987)

$$K = Q_{pte} / Q_{moy}$$

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

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pte} : 1292.11 \text{ m}^3/h. \\ Q_{moy} : 773.72 \text{ m}^3/h \end{array} \right. \quad K = \frac{1292.11}{773.72} = 1.67 \approx 2.5$$

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

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

$$S = \frac{Q_{pp}}{V_{limite}} = \frac{2321.14}{2} = 1160.57 \text{ m}^2 \quad \implies \quad S = 1160.57 \text{ m}^2$$

On propose 2 décanteur

▪ **Calcul du volume V:**

$$V = Q_{Pt} \times t_s$$

D'où : t_s est le temps de séjours

On prend : $t_s = 1.5 \text{ h}$.

$$V = 3481.7 \text{ m}^3$$

$$V_i = 1740.85 \text{ m}^3$$

$$1 \text{ h} < t_s < 2 \text{ h}$$

$$\text{Donc: } V = 2321.14 \times 1.5 \quad \implies$$

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

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{3481.7}{1160.57} = 2.99 \text{ m} \quad \mathbf{H = 3 + 0.75 = 3.75 \text{ m}}$$

$$S_i = 580.29 \text{ m}^2$$

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

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 \times 580.29}{3,14}} = 27.18m \quad \text{en prend } D=27.2 \text{ m}$$

- **Calcul du temps de séjours t_s :**

$$t_s = V/Q_i$$

D'où :

V : Volume du décanteur m^3

Q_i : Débit considéré m^3/h .

- pour le débit moyen horaire

$$t_s = V / Q_{\text{moy}} = 3481.7 / 773.72 = 4 \text{ h } 30 \text{ min.}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$t_s = V / Q_{\text{pts}} = 3481.7 / 1292.11 = 2 \text{ h } 42 \text{ min}$$

- **Calcul des charges hydrauliques C_{hyd} :**

$$C_{\text{hyd}} = Q_i/S_h$$

- pour le débit moyen horaire

$$C_{\text{hyd}} = 773.72 / 1160.57 = 0.66 \text{ m/h.}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$C_{\text{hyd}} = 1292.12 / 1160.57 = 1.11 \text{ m/h}$$

IV.4.3. Calcul de la quantité des boues éliminées :

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

35% de DBO_5

60% de MES

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

$$DBO_5 = 7650.5 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 7879.64 \text{ Kg/j}$$

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

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5 = 0,35 \cdot 7650.5 = 2677.67 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES = 0,6 \cdot 7879.64 = 4727.78 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,03 \cdot MES_e = 0,3 \cdot 4727.78 = 1418.34 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 4727.78 = 3309.44 \text{ Kg/j}$$

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

$$MES_s = MES - MES_e = 7879.64 - 4727.78 = 3151.86 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 7650.5 - 2677.67 = 4972.83 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 1377.96 = \mathbf{945.56 \text{ Kg/j}}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 1377.96 = \mathbf{2206.3 \text{ Kg/j}}$$

B. Horizon 2046 :

$$Q_{pte} = Q_{p2046} - Q_{p2031} = (477.26 - 358.92) \times 3.6 \qquad \mathbf{Q_{pte} = 426.02 \text{ m}^3/\text{h}}$$

$$Q_{moy} = Q_{m2046} - Q_{m2031} = 1041.315 - 773.715 \qquad \mathbf{Q_{moy} = 267.6 \text{ m}^3/\text{h}}$$

$$K = \frac{426.2}{267.6} = 1.59 \approx 2.5$$

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

▪ **Calcul de la surface horizontale S_h :**

$$S_h = \frac{Q_{p'p}}{V_{limite}} = \frac{802.76}{2} = 401.38 \text{ m}^2 \qquad \mathbf{S_h = 401.38 \text{ m}^2}$$

▪ **Calcul du volume V :**

$$V = Q_{p'p} \times t_s$$

D'où : t_s est le temps de séjours

$$\mathbf{1 \text{ h} < t_s < 2 \text{ h}}$$

On prend : $t_s = 1.5 \text{ h.}$

$$\text{Donc: } V = 802.76 \times 1.5$$

$$\mathbf{V = 1204.14 \text{ m}^3}$$

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

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{1204.14}{401.38} = 3 \text{ m} \qquad \Longrightarrow \qquad \mathbf{H = 3 \text{ m}}$$

Hauteur de revanche = 0.8 m donc $H = 3 + 0.75 = 3.75 \text{ m}$

▪ **Calcul du diamètre du décanteur D :**

$$\mathbf{D} = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 \times 1204.14}{3.14 \times 3}} = 22.59 \text{ m} \text{ on prend } \mathbf{D = 22.6 \text{ m}}$$

▪ **Calcul du temps de séjours t_s :**

$$t_s = V / Q_i$$

D'où :

V : Volume du décanteur m^3

Q_i : Débit considéré $\text{m}^3/\text{h.}$

- Pour le débit moyen horaire

$$t_s = V / Q_{moy} = 1204.14 / 267.6 = 4. \text{h} \ 30 \ \text{min.}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec :

$$t_s = V / Q_{pte} = 1204.14 / 426.02 = 2 \ \text{h} \ 48 \ \text{min}$$

▪ **Calcul des charges hydrauliques C_{hyd} :**

$$C_{hyd} = Q_i/S_h$$

- Pour le débit moyen horaire

$$C_{hyd} = 267.6/401.38 = 0.66 \text{ m/h.}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec :

$$C_{hyd} = 426.02/401.38 = 1.11 \text{ m/h}$$

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

$$DBO_5 = 2646.02 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 2725.26 \text{ Kg/j}$$

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

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5 = 0,35 \cdot 2646.02 = \mathbf{926.11 \text{ Kg/j}}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES = 0,6 \cdot 2725.26 = \mathbf{1635.16 \text{ Kg/j}}$$

$$MM_e = 0,3 \cdot MES_e = 0,3 \cdot 1635.16 = \mathbf{490.55 \text{ Kg/j}}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 1635.16 = \mathbf{1144.6 \text{ Kg/j}}$$

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

$$MES_s = MES - MES_e = 2725.26 - 1635.16 = \mathbf{1090.1 \text{ Kg/j}}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 2646.02 - 926.11 = \mathbf{1719.91 \text{ Kg/j}}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 1090.1 = \mathbf{327.03 \text{ Kg/j}}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 1090.1 = \mathbf{763.07 \text{ Kg/j}}$$

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

Décanteur primaire	Unité	2031	2046(Extension)
Nombre de décanteur		2	1
Volume	m ³	1740.85	639.03
Surface horizontale	m ²	580.29	213.01
Diamètre	m	27.2	16.5
Hauteur	m	3.75	3.75

IV.5. Traitement secondaire : (Marc Satin, Bechir Selmi,1999), (GAID ,1986)

IV.5.1. Choix de la variante :

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

A. Étude de la variante à moyenne charge :

Pour le traitement à moyenne charge nous avons : (J.P.Becharc, P.Boutin, B.Mercier...,1987)

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.}$$

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3$$

IV.5.1.1. Bassin d'aération :

Le dimensionnement du bassin d'aération se fait sur la base des critères de base de charge massique et d'autres paramètres intervenant dans le dimensionnement des ouvrages sont le temps de séjour de l'effluent dans le bassin et l'âge des boues qui doit être suffisamment grand pour assurer la stabilisation des boues.

IV.5.1.2. Dimensionnement du bassin d'aération : (Gaid,1986)

A.Horizon 2031 :

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 18569.16 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 773.72 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_{\text{pte}} = 1292.11 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit diurne $Q_d = 2321.14 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0 = 4972.83 \text{ Kg/j}$
 - $C_m = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{Kg MVS.j}$

▪ Calcul de la concentration de l'effluent en DBO5(S_0) :

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_j} = \frac{4972.83}{18569.16} \times 10^3 = 267.81 \text{ mg/l} \quad S_0 = 267.8 \text{ mg/l}$$

▪ Calcul de la charge polluante à la sortie du bassin L_f :

On prend $S_f = 30 \text{ mg/l}$

$$L_f = S_f * Q_j = \frac{30 \times 18569.16}{10^3} = 557.07 \text{ kg/j} \quad L_f = 557.07 \text{ kg/j}$$

▪ Calcul de la charge à éliminée L_e :

$$L_e = L_0 - L_f = 4972.83 - 557.07 = 4415.76 \text{ kg/j} \quad L_e = 4415.76 \text{ kg/j}$$

▪ Le rendement d'épuration R :

$$R = \frac{L_0 - L_f}{L_0} = \frac{4972.83 - 557.07}{4972.83} = 88.8\% \quad R = 88.8\%$$

▪ Calcul du volume du bassin d'aération V :

On prend : $C_v = 1.1$

$$V = 4972.83/1.1$$

$$V = 4520.75 \text{ m}^3$$

▪ **Calcul de la section horizontale S_h :**

On suppose 2 bassins d'aération identiques de hauteur $H = 5\text{m}$

$$S_h = \frac{V}{2H} = \frac{4520.75}{2 \times 5} = 452.08 \text{ m}^2 \qquad S_h = 452.08 \text{ m}^2$$

▪ **Calcul de la largeur du bassin b :**

On a : $L/b=2$; $S_h=2b^2$ donc $b = \sqrt{452.08/2} = 15.03$ on prend $b = 15\text{m}$

▪ **Calcul de la longueur du bassin L :**

On a : $L = 2b$ **$L = 30\text{m}$**

▪ **La masse des boues dans les bassins :**

Soit : $C_m = 0.5 \text{ kgDBO}_5/\text{kg MVS/j}$

$$X_t = \frac{L_0}{C_m} = \frac{4972.83}{0.5} = 9945.66 \text{ kg} \qquad X_t = 9945.66 \text{ kg}$$

▪ **La concentration des boues dans le bassin d'aération :**

$$X_a = \frac{X_t}{V} = \frac{9945.66}{4520.75} = 2.2 \text{ g/l} \qquad X_a = 2.2 \text{ g/l}$$

▪ **Calcul du temps de séjours t_s :**

- Pour le débit moyen horaire :

$$t_s = \frac{V}{Q_{\text{moy}}} = \frac{4520.75}{773.72} = 5.84 \text{ h} \qquad t_s = 5 \text{ h } 51 \text{ min}$$

- Pour le débit de pointe :

$$t_s = \frac{V}{Q_{\text{pte}}} = \frac{4520.75}{1292.12} = 3.5 \text{ h} \qquad t_s = 3 \text{ h } 30 \text{ min}$$

IV.5.1.3. Calcul des besoins en oxygène :

La consommation d'oxygène résulte donc deux phénomènes :

1. L'oxydation des matières organiques apportées par l'eau est proportionnelle à la DBO5 éliminée.
2. La dégradation de la matière vivante est proportionnelle au poids de matière vivante dans l'aérateur.

Les besoins théoriques en oxygène sont déterminés par la relation suivante :

$$Q(\text{O}_2) = a' \times L_e + b' \times X_t$$

Ou :

L_e : la charge (DBO5) éliminée (kg/j).

X_t : la masse totale des boues dans le bassin (kg) ou : $X_t = X_a \times V$.

V : le volume du bassin d'aération,

a', b' : coefficients respiratoires ou :

a' : coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommé pour fournir l'énergie du système de la matière Vivante $0.5 < a' < 0.65$.

a' est en fonction de la charge massique pour notre cas : $a' = 0.5$

b' : fraction d'oxygène correspondant à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien. $b' = 0.1$

Tableau V.7: Charge massique en fonction de a' : (Cyril Gommella, Henri Guerree,1986)

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

$$Q(o_2) = 0.5 \times 4415.76 + 0.1 \times 9954.66 = 3203.35 \text{ /j}$$

$$Q(o_2) = 3203.35 \text{ kg/j}$$

- **Quantité d'oxygène horaire $Q(o_2)_h$:**

$$Q(o_2)_h = \frac{Q(o_2)}{24} = \frac{3203.35}{24} = 133.47 \text{ kgO}_2 / h$$

$$Q(o_2)_h = 133.47 \text{ kgO}_2/h$$

- **Quantité d'oxygène par 1m³ du bassin $Q(o_2)'$:**

$$Q(o_2)' = \frac{Q(o_2)}{V} = \frac{3203.35}{4520.75} = 0.7 \text{ kgO}_2 / m^3 j$$

$$Q(o_2)' = 0.7 \text{ kgO}_2/m^3j$$

- **Quantité d'oxygène en cas de pointe $Q(o_2)_{pte}$:**

$$Q(o_2)_{pte} = \left(a' \times \frac{L_e}{t_d} \right) + \left(b' \times \frac{X_t}{24} \right) \text{ avec ; } t_d = 16$$

$$Q(o_2)_{pte} = \left(0.5 \times \frac{4415.76}{16} \right) + \left(0.1 \times \frac{9954.66}{24} \right)$$

$$Q(o_2)_{pte} = 179.47 \text{ kg/h}$$

- **Le besoin réel de pointe en oxygène :**

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs.

$$Q(o_2)_{reel\ pte} = \frac{Q(o_2)_{pte}}{\beta \times \alpha}$$

on a $\alpha = 0.8$

$$\beta = 0.85$$

$$Q(o_2)_{reel\ pte} = \frac{179.74}{0.85 \times 0.8}$$

$$Q(O_2)_{reel\ pte} = 264.32 \text{ kgO}_2/h$$

IV.5.1.4. Les différents systèmes d'aération : (Gaid,1986)

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

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

Le choix du système d'aération est porté sur l'aération de surface.

V.5.1.5. Détermination des caractéristiques de l'aération :

- **Calcul de la puissance d'aération nécessaire :**

$$1.5 \leq P_a \leq 1.9 \text{ kgO}_2 / \text{kwh}$$

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{\text{réel pte}}}{P_a} = \frac{264.32}{1.9} \quad \mathbf{P_n=139.12 \text{ kw}}$$

- **Puissance de brassage :**

$$P_{abs} = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$$

$$P_{abs} : \text{puissance absorbée par m}^2 \text{ du bassin (w/m}^2) \quad P_{abs} = 80 \text{ w/m}^2$$

$$P_b = S_h * P_{abs} = 452.08 \times 80 = 36.17 \text{ KW.}$$

- **Calcul du nombre d'aération dans le bassin :**

$$N_a = \frac{P_n}{P_b} = \frac{139.12}{36.17} \quad \mathbf{N_a=4 \text{ aérateurs}}$$

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

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/Kwh .

$$E = Q(O_2)_{\text{réel pte}} / 1,5 = 264.32/1,5$$

$$E = 176.21 \text{ Kwh /h}$$

IV.5.1.6. Bilan des boues : (Marc Satin, Bechir Selmi,1999), (Gaid,1986)

La quantité des boues en excès : est la masse à extraire pour maintenir le système en équilibre par jour:

$$\Delta X = (a_m \times L_e) + X_{\min} + X_{dur} - (b \times X_t) - X_{eff}$$

Avec :

X_{min} : boues minérales.

X_{dur} : boues difficilement biodégradables, évaluées à (fxMVS), pour le système à moyenne charge $0.3 < f < 0.35$.

a_m : coefficient du rendement cellulaire, pour les boues synthétiques ;

$$0.53 < a_m < 0.56$$

b : fraction de boues détruites par auto oxydation.

$$b = b'/1.42 = 0.1 / 1.42 = 0.07$$

X_t : masse totale en MVS dans le bassin.

X_{eff} : boues sortantes avec l'effluent de DBO5 = 30 mg/l.

A la sortie du décanteur primaire, la charge journalière en M.E.S est:

$$MES_s = 3151.86 \text{ kg/j.}$$

$$x_{nm} = 0.3 \times MES_s = 945.56 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \times MVS = 661.89 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.54 \times 4415.76 = 2384.51 \text{ kg/j.}$$

$$X_{eff} = 30 \times 10^{-3} \times Q_j = 30 \times 10^{-3} \times 18569.16 = 557.07 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 2384.51 + 945.56 + 661.89 - 0.07 \times 9954.66 - 557.07 \quad \Delta X = 2738.06 \text{ kg/j}$$

• **Calcul de la concentration des boues en excès:**

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

Avec

X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman

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

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

$$\text{On prend : } I_m = 120$$

$$\text{D'où : } X_m = \frac{1200}{140} \quad \Rightarrow X_m = 8.57 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par :

$$Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{2738.06}{8.57}$$

$$Q_{excès} = 219.49 \text{ m}^3 / \text{j} = 13.31 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Le débit spécifique par m^3 de bassin :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

V : Volume de bassin

Donc : $q_{sp} = \frac{2738.06}{4520.75}$

$$q_{sp} = 0.6 \text{Kg} / m^3 \cdot j$$

Le débit des boues recyclées : (Marc Satin, Bechir Selmi, 1999)

La recirculation des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, afin de réensemencer celui-ci et d'y maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

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

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit

Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

R : taux de recyclage (%)

[X_a] : concentration des boues dans le bassin = 2.2 Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100 \times 2.2}{\frac{1200}{140} - 2.2}$$

$$\mathbf{R=34.53\%}$$

Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

Donc : $Q_r = 0.34.53 \cdot 18569.16$

$$Q_r = 6411.77 m^3 / j$$

- **Age des boues :**

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

$$\text{Donc : } A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{9954.66}{2738.06} = 3.63 \text{ jours.}$$

$$A_b = 3 \text{ jours } 3\text{h } 22 \text{ min}$$

IV.6. Décanteur secondaire (clarificateur) : (Marc Satin, Bechir Selmi,1999)

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

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

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

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

IV.6.1. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur) :

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

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

le temps de séjour : $t_s = (1 \div 2) \text{heures}$. on prend $t_s = 1,5\text{h}$. (W.W. Eckenfelder,1982)

La vitesse ascensionnelle : $2.5 \leq V_a \leq 3\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$. on prend $V_a = 2,5\text{m}/\text{h}$

Le débit : $Q_{pte} = 2321.14\text{m}^3/\text{h}$.

- **Le volume du décanteur :**

$$V = Q_{pte} \cdot t_s = 2321.14 \times 1,5 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V=3481.71 \text{ m}^3}$$

Deux decanteur de volume egale :1740.85 m3

- **La surface horizontale du décanteur :**

$$S_h = \frac{Q}{V_a} = \frac{2321.14}{2,5 * 2} \qquad \qquad \qquad \mathbf{S_h = 464.23\text{m}^2.}$$

- **La hauteur du décanteur :**

Hauteur du décanteur est : $H = (3 \div 5) \text{ m}$. (GAID, 1986)

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{1740.85}{464.23} = 3.75\text{m}. \qquad \qquad \qquad \mathbf{H=3.75 \text{ m}}$$

Hauteur de revanche =0.8 donc H=3.75+0.75=4.5 m

- **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 \times 1740.85}{3,14 \times 3.75}} = 24.32m. \quad \text{On prend } D=25 \text{ m}$$

- **Le temps de séjour :**

$$t_s = V/Q_{pte} \quad t_s = 3481.71 / 1292.12$$

t_s = 2h 42 min

B.Horizon 2046 :

Avec la même méthode de calcul les résultats dans le tableau suivant

Tableau V.8 : Les résultats de la variante à moyenne charge .

Désignations	Unité	2031	2046 Extension
- <u>Données de base</u>			
Débit moyen journalier Q _{moy j}	m ³ /j	1856.96	6422.4
Débit moyen horaire Q _{moy h}	m ³ /h	773.72	267.6
Débit de pointe par temps sec Q _p	m ³ /h	1292.11	426.02
Débit diurne Q _d	m ³ /h	2321.12	802.76
Charge polluante à l'entrée du bassin L _o	Kg/j	4972.83	1719.91
Concentration de l'effluent en DBO ₅ S _o	mg/l	267.81	267.79
La charge polluante à la sortie L _f	KgDBO ₅ /j	557.07	192.61
La charge polluante éliminée L _e	KgDBO ₅ /j	4415.76	1527.7
Le rendement de l'épuration R	%	88.8	88.8
- <u>Dimensionnement du bassin d'aération</u>			
nombre de bassins	-	2	1
Volume du bassin V	m ³	4520.75	1563.55
Hauteur du bassin H	m-	5	5
Surface horizontale du bassin S _h	m ²	452.08	312.71
Largeur du bassin b	m	15	12.5
Longueur du bassin L	m	30	25
La masse de boues dans le bassin X _t	Kg	9945.66	3440.52
Concentration de boues dans le bassin [Xa]	Kg/m ³	2.2	2.2
Temps de séjours t _s - pour le débit moyen horaire	h	5.84	5.84
-pour le débit de pointe par temps sec	h	3.5	3.5

- <u>Besoin en oxygène</u>			
Quantité d'oxygène journalière $Q(O_2)$	KgO ₂ /j	3203.35	1107.83
La quantité d'oxygène horaire $Q(O_2)/24$	KgO ₂ /h	133.47	46.16
La quantité d'oxygène pour un m ³ du bassin $Q(O_2)$	KgO ₂ /m ³ j	0.7	0.7
La quantité d'oxygène en cas de pointe $Q(O_2)_{pte}$	KgO ₂ /h	179.47	62.08
Le besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	264.32	91.29
- <u>Calcul de l'aérateur par insufflation d'air à installer</u>			
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération P_n	Kw	139.1	48.05
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin P_b	Kw	36.17	24.96
Le nombre d'aérateurs dans le bassin	-	4	2
Besoin en énergie de l'aérateur E	Kwh/h	176.21	60.86
- <u>Dimensionnement du décanteur secondaire</u>			
Nombre de bassins	-	1	1
Volume du bassin V	m ³	3481.71	1204.15
Surface horizontale du décanteur Sh	m ²	928.46	321.1
Hauteur du décanteur H	m	4.5	4.5
Le diamètre du décanteur D	m	35	20
Le temps de séjours t_s	h	2.7	2.8
- <u>Bilan de boues</u>			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	2738.06	947.4
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	8.57	8.57
Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	m ³ /j	219.49	110.55
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0.6	0.6
Le taux de boues recyclées R	%	34.53	34.53
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	6411.77	2217.65
Age des boues A_b	j	3.63	3.63

B. Étude de la variante à faible charge :

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

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

Charge massique :

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

On prendra : $C_m = 0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

Charge volumique :

$$0,35 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

On prendra : $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$

A. Horizon 2031 :

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 18569.16 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 773.72 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_{\text{pte}} = 1292.12 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_o = 7650.5 \text{ Kg/j}$
- Concentration de l'effluent en DBO_5

$$S_o = L_o/Q_{\text{moy j}} = (7650.5/18569.16) \times 10^3 = 412 \text{ mg/l}$$

- **La charge polluante à la sortie** ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \times 18569.16 = 557.07 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- **La charge polluante éliminée**

$$L_e = L_o - L_f = 7650.5 - 557.07 = 7093.43 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- **Le rendement de l'épuration**

$$\eta_{\text{ep}} = (L_o - L_f)/L_o = 7093.43 / 7650.5 = 92.72 \%$$

IV.7. Dimensionnement du bassin d'aération :

- **Volume du bassin :**

$$V = L_o/C_v = 7650.5 / 0,5 = 15301 \text{ m}^3$$

On prend 4 bassins d'aérations tel que le volume de chaque bassin est : $V' = 3825.28 \text{ m}^3$

- **La hauteur du bassin :**

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

$$\mathbf{H = 5m}$$

- **Surface horizontale du bassin :**

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{3825.28}{5} \quad S_h = 765.06 \text{ m}^2$$

➤ **La largeur du bassin :**

On prend : $L = 2B$; $S_h = 2B^2$, alors : $B = (S_h / 2)^{1/2}$

$$B = 19.55 \text{ m on prend } \mathbf{B = 20m}$$

➤ **La longueur du bassin**

On prend :
$$L = 40m$$

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

$$X_t = \frac{L_o}{C_m} = \frac{7650.5}{0,15} = 51003.3Kg$$

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

$$[X_a] = \frac{X_t}{V} = \frac{51003.3}{15301} \qquad [X_a] = 3.33Kg / m^3$$

➤ **Calcul de temps de séjour :**

- Pour le débit moyen horaire

$$t_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{15301}{773.72} = 19.78h \qquad t_s = 19h47min$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$t_s = \frac{V}{Q_{Pte}} = \frac{15301}{1292.12} = 11.84h \qquad t_s = 11h51min$$

- Pour le débit diurne

$$t_s = \frac{V}{Q_d} = \frac{15301}{2321.14} = 6.59h \qquad t_s = 6h36min$$

IV.7.1. Besoin en oxygène :

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

$$Q(O_2) = a' \cdot x L_e + b' \cdot x X_t \quad (Kg/j).$$

L_e : la charge DBO₅ éliminé (Kg/j) : 1590 kgO₂/j

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

b' : coefficient cinétique de respiration endogène $b' = 0,07 j^{-1}$

a' : coefficient respirométrique du système cellulaire.

a' est en fonction de C_m .

pour une valeur de C_m qui est de 0,15 ; on a : $a' = 0,6$

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

$$Q(O_2)_j = 0,6 \times 7093.43 + (0,07 \times 51003.3) = 7826.29 \text{ KgO}_2/j$$

➤ La quantité d'oxygène horaire :

$$Q(O_2)_h = 326.1 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

➤ La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :

$$Q(O_2) = 0.51 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3\text{j}$$

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

$$Q(O_2)_{pte} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_v / 24)$$

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

T_d : période diurne en heures T_d = 16h

(L_e = S_e × Q_{moy.j} / T_d) : la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$Q(O_2)_{pte} = 0,6 \times 7093.43 / 16 + (0,07 \times 51003.3 / 24) = 414.76 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

➤ Les besoins réels de pointe en O₂:

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 (M.E.S) et d'agents tensioactifs.

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficient correcteurs.

$$Q(O_2)_{reel} = \frac{Q(O_2)_{pte}}{\beta \times \alpha} \quad \text{On exprime } T = \alpha \times \beta$$

α : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendent de la nature de l'eau et du système d'aération. $\alpha = \frac{C_s(\text{eau.usée})}{C_s(\text{eau.épurée})}$

C_s : la concentration en oxygène à saturation à l'interface. α = 0.8

Pour faire intervenir la correction correspondante au déficit en oxygène dissous consécutif à la présence d'oxygène réellement dissous dans la liqueur mixte, on exprime le défaut en fonction de la valeur à saturation par le coefficient β, tel que 0.8 < β < 0.95.

On prend :

$$\beta = 0.85$$

$$\text{Donc : } Q(O_2)_{reel\ pte} = \frac{414.76}{0.85 \times 0.8} \quad Q(O_2)_{reel\ pte} = 609.95 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

IV.7.2. Calcule de l'aérateur de surface à installer :

- Calcul de la puissance d'aération nécessaire :

$$1.5 \leq P_a \leq 1.9 \text{ kgO}_2 / \text{kwh}$$

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{reel\ pte}}{P_a} = \frac{609.95}{1.5} \quad P_n = 406.63 \text{ kw}$$

- **Puissance de brassage :**

$$P_{abs} = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$$

P_{abs} : puissance absorbée par m^2 du bassin (w/m^2) $P_{abs} = 80 \text{ w/m}^2$

$$P_b = S_h \times P_{abs} = 765.06 \times 80 . \qquad \qquad \qquad P_b = \mathbf{61.2 \text{ KW}}$$

- **Calcul du nombre d'aération dans le bassin :**

$$N_a = \frac{P_n}{P_b} = \frac{406.63}{61.2} \qquad \qquad \qquad N_a = \mathbf{7 \text{ aérateurs}}$$

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

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/Kwh .

$$E = Q(O_2)_{\text{reel pte}} / 1,5 = 609.95/1,5 \qquad \qquad \qquad E = \mathbf{406.63 \text{ Kwh /h}}$$

IV.7.3. Bilan de boues :

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

La charge journalière en MES est 7879.64 Kg/j

$$X_{\min} = 2363.89 \text{ Kg / j}$$

$$X_{dur} = 0,3 \times 0,7 \times 7879.64 = 1654.72 \text{ Kg / j}$$

$$a_m L_e = 0,53 \times 7093.34 = 3759.47 \text{ Kg / j}$$

$$b X_t = 0,07 \times 51003.3 = 3570.23 \text{ Kg / j}$$

$$X_{eff} = 0,03 \times 18569.16 = 557.07 \text{ Kg / j}$$

Alors :

$$\Delta X = 3650.78 \text{ kg / j}$$

- **Concentration de boues en excès :**

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

Avec : X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman

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

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

On prend : $I_m = 130$ D'où :

$$X_m = \frac{1200}{130} \qquad \qquad \qquad X_m = \mathbf{9,23 \text{ Kg / m}^3}$$

➤ **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :
$$Q_{exés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{3650.76}{9,23}$$

$$Q_{exés} = 395.53m^3 / j$$

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

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

V : Volume de bassin

Donc :
$$q_{sp} = \frac{3650.76}{15301}$$

$$q_{sp} = 0,23Kg / m^3 .j$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$R = \frac{100 \times 3.33}{\frac{1200}{130} - 3.33} \quad R=56.44\%$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R.Q_j$$

Donc :
$$Q_r = 0,5644 \times 18569.16$$

$$Q_r = 10480.44m^3 / j$$

➤ **Age des boues :**

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

Donc :

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{51003.3}{3650.76} = 13.98 \text{ jours.} \quad A_b = 14 \text{ jours.}$$

IV.8. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur) :

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

Le temps de séjour : $t_s = (1,5 - 2) \text{heures.}$ on prend $t_s = 1,5h.$

La Vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a = 2,5m / h$

Le débit de pointe : $Q_{pte} = 2321.14m^3 / h.$

➤ **Le volume du décanteur**

$$V = Q_{pte} . t_s = 2321.14 \times 1,5$$

$V=3481.71m^3$ On prend 2 décanteur : donc $V' =V/2 = 1740.86 m^3$

➤ **La surface horizontale du décanteur :**

$$S_h = \frac{Q}{V_a} = \frac{2321.14}{2,5}$$

$$S_h = 928.46m^2.$$

➤ **La hauteur du décanteur :**

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{1740.86}{928.46} = 1,87m.$$

On prend : **H=2m**

Hauteur de revanche =1 donc H=3m

➤ **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 \times 1740.86}{3,14.2}} = 33.29m.$$

D=33.3m

➤ **Le temps de séjour :**

$$t_s = V' / Q_{moyh}$$

$$t_s = 3481.71 / 773.72$$

t_s = 4h30min

B. Horizon 2046 :

Avec la même méthode de calcul les résultats dans le tableau suivant

Tableau V.9: Les résultats de la variante faible charge.

Désignations	Unité	20431	2046(Extension)
- <u>Données de base</u>			
• Débit moyen journalier Q_{moyj}	m^3/j	1856.96	6422.4
• Débit moyen horaire Q_{moyh}	m^3/h	773.72	267.6
• Débit de pointe par temps sec Q_p	m^3/h	129.12	426.02
• Débit diurne Q_d	m^3/h	2321.12	802.76
• Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	7650.5	2646.02
• Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	412	412
• La charge polluante à la sortie L_f	$KgDBO_5/j$	557.07	79.38
• La charge polluante éliminée L_e	$KgDBO_5/j$	7093.43	2566.67
• Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	92.72	97

- <u>Dimensionnement du bassin d'aération</u>			
Nombre de bassin	-	4	2
Volume d'un bassin V	m ³	3825.28	2646.02
Hauteur du bassin H	m	5	5
Surface horizontale d'un bassin Sh	m ²	765.06	529.2
Largeur d'un bassin B	m	20	16.5
Longueur d'un bassin L	m	40	23
La masse de boues dans le bassin Xt	Kg	51003.3	17640.13
Concentration de boues dans le bassin [X _a]	Kg/m ³	3.33	3.33
Temps de séjours t _s	- débit moyen horaire	h	19.8
	- débit de pointe par temps sec	h	11.84
	- débit diurne	h	6.59
- <u>Besoin en oxygène</u>			
Quantité d'oxygène journalière Q(O ₂)	KgO ₂ /j	7826.29	2774.8
La quantité d'oxygène horaire Q(O ₂)/ ₂₄	KgO ₂ /h	326.1	115.62
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin Q(O ₂)	KgO ₂ /m ³ j	0.51	0.52
La quantité d'oxygène en cas de pointe Q(O ₂) _{pte}	KgO ₂ /h	414.76	147.7
Le besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	609.95	217.2
- <u>Calcul de l'aérateur de surface à installer</u>			
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération P _n	Kw	406.63	144.8
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin P _b	Kw	61.2	42.34
Le nombre d'aérateurs dans le bassin N _a	-	7	4
Besoin en énergie de l'aérateur E	Kwh/h	406.363	144.8
- <u>Dimensionnement du décanteur secondaire</u>			
Volume du bassin V	m ³	1740.86	340.2
Surface horizontale du décanteur Sh	m ²	928.46	321.11
Hauteur du décanteur H	m	3	3
Le diamètre du décanteur D	m	33.3	20
Le temps de séjours t _s	h	4.5	4.5

- <u>Bilan de boues</u>			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	3650.7	1322.44
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9.23	9.23
Le débit de boues en excès Q_{exce}	m ³ /j	395.53	143.28
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0.24	0.25
Le taux de boues recyclées R	%	56.44	56.44
Age des boues A_b	j	14	13.34

Conclusion :

En faisant une comparaison entre les deux variantes en ce qui concerne les traitements secondaires, on remarque que pour la variante à faible charge, les ouvrages de traitement, plus précisément le bassin d'aération sont nettement plus importants que ceux de la variante à moyenne charge.

IV.9. La désinfection**IV.9.1. Introduction :**

La désinfection des eaux usées est un traitement d'élimination durable des agents pathogènes, bactéries et virus, elle peut se pratiquer au chlore(NaClO), à l'ozone.

Le choix entre les deux types de désinfections est habituellement en défaveur de l'ozone, à cause du coût d'investissement et de maintenance.

En Algérie l'utilisation du chlore gazeux pose beaucoup de problèmes surtout la sécurité de stockage qui doit être examiné et résolu avec toute l'attention nécessaire.

Généralement la meilleure désinfection que l'on rencontre est l'eau de javel car ce dernier coûte moins cher.

IV.9.2. Dose du chlore à injecter :

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

A. Horizon 2031 :

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

(Claude Cardot ,1999)

La dose journalière :

$$D_j = Q_{\text{moy}} \times (Cl_2) = 18569.16 \times 0.01 = 185.69 \text{ Kg/j}$$

Calcul de la quantité du javel pouvant remplacer la quantité du chlore:

On prend une solution d'hypochlorite à 40°. (Claude Cardot ,1999)

1° de chlorométrie → 3.17 g de Cl₂/ NaClO .

20° de chlorométrie → X

$$X = 3.17 \times 20 / 1 = 63.4 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

.La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 63.4 \text{ kg de Cl}_2$$

$$Q_j \rightarrow 185.69 \text{ Kg/j}$$

$$Q_j = 185.69 / 63.4 = 2.93 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j = 122.03 \text{ l/h}$$

La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 1069.45 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

IV.9.3. Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{\text{pte}} = 1292.12 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ mn. (Claude Cardot ,1999)}$$

- Le volume du bassin :

$$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 1292.12 \times 30 / 60 = 646.06 \text{ m}^3$$

- La hauteur du bassin :

On fixe H = 3m

- La surface horizontale :

$S_h = V/H = 215.35 \text{ m}^2$
 On prend $S_h = 215.35 \text{ m}^2$

- La largeur et la longueur :

On prend $L = 20\text{m}$ donc $B = S_h / L = 215.35 / 20 \quad B = 10.8 \text{ m}$

B. Horizon 2046 :

La dose journalière :

$D_j = Q_{\text{moy } j} (Cl_2) = 6422.4 \times 0,01 = 64.22 \text{ Kg/j}$

La quantité d’hypochlorite nécessaire :

$Q_j = 64.22 / 63.4 = 1.01 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/j} = 42.22 \text{ l/h}$

La quantité annuelle d’hypochlorite :

$Q_a = Q_j \times 365 = 368.65 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/an}$

➤ **Dimensionnement du bassin de désinfection :**

$Q_{\text{pte}} = 426.02 \text{ m}^3/\text{h}$
 $T_s = 30 \text{ mn}$

- Le volume du bassin :

$V = Q_{\text{pte}} \times T_s = 426.02 \times 30 / 60 = 213.02 \text{ m}^3$

- La hauteur du bassin :

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

- La surface horizontale :

$S_h = V/H = 71 \text{ m}^2$

- La largeur et la longueur :

On prend $L = 20\text{m}$ donc $B = S_h / L \quad B = 3.6 \text{ m}$

Tableau IV .10. Tableau récapitulatif (la désinfection)

Caractéristiques	Horizon 2031	Horizon 2046 (Extension)
Nombre	1	1
Volume	646.06	213.02
Surface	215.35	71
Hauteur	3	3
Longueur	20	20
Largeur	10.8	3.6

IV.10. Traitement des boues**IV.10.1. Introduction :**

La quantité et les caractéristiques des boues produites dépendent non seulement des caractéristiques de l'effluent à traiter mais encore du procédé de traitement choisi, souvent lié à la taille de l'installation ou à des contraintes particulières. C'est ainsi que les stations par boues activées en aération prolongée sont parmi les ouvrages qui produisent un minimum de boues en excès justifiable d'une simple concentration suivie en général d'une déshydratation naturelle (lit de séchage), alors qu'une station biologique travaillant à forte charge produira à la fois des boues biologiques fermentescibles en quantité plus importante mais également des boues séparées de l'eau lors la décantation primaire. Ces boues nécessitent généralement une stabilisation (aérobie ou anaérobie) avant tout traitement mécanique ou thermique de déshydratation. Dans une station d'épuration d'eau usée urbaine, la récupération des boues provient :

- Du décanteur primaire ;
- Du décanteur secondaire.

Les boues primaires sont très hétérogènes et sont constituées de 65 à 70 % de matières organiques fermentescibles. Leur teneur en eau est de 90 à 95%. Les boues secondaires présentent une teneur en matière organique de 75 % et une teneur en eau d'environ 99%.

L'objectif du traitement des boues est double :

- Réduction du volume des boues par élimination plus ou moins poussée de leur humidité ;
- Réduction du pouvoir fermentescible, ou stabilisation.

IV.10.1 Choix de la filière de traitement de boues :

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- Un épaissement des boues
- Une digestion anaérobie
- Une déshydratation sur lits de séchage

A. Variante a moyenne charge**Horizon 2031 :****IV.10.1.1. Dimensionnement de l'épaisseur :**

L'épaisseur sera dimensionné on fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire.

- **Boues issues dans le décanteur primaire B_I :**

$$B_I = DBO_{5\text{éliminée}} + MES_{\text{éliminée}} = 2677.67 + 4727.78$$

$$B_I = 7405.45 \text{ kg/j}$$

- **Boues issues du décanteur secondaire B_{II} :**

$B_{II} = \Delta X$ ou ΔX : les boues en excès.

$$B_{II} = 2738.06 \text{ kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera : $B_T = B_I + B_{II}$

$$B_T = 10143.51 \text{ kg/j}$$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur :

Pour les boues primaires $X_I = 20$ à 30 g/l . (GAID,1986)

Pour les boues secondaires $X_{II} = 10 \text{ g/l}$

-Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

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

-Pour les boues primaires B_I :

$$Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} \quad \text{avec :}$$

B_I : quantité de boues issues du décanteur primaire.

X_I : la concentration des boues où elle est égale à 25 g/l .

$$\text{Donc : } Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} = \frac{7405.45}{25}$$

$$Q_{BI} = 296.23 \text{ m}^3 / \text{j}$$

-Pour les boues secondaires B_{II} :

$$Q_{BII} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = \frac{2738.06}{10}$$

$$Q_{BII} = 273.38 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$\text{Le débit total } Q_B = Q_{BI} + Q_{BII} = 296.23 + 273.38$$

$$Q_B = 569.61 \text{ m}^3 / \text{j}$$

-La concentration du mélange $[X]$:

$$[X] = \frac{B_I + B_{II}}{Q_B} = \frac{10143.51}{569.61}$$

$$[X] = 17.81 \text{ g/l}$$

- Le volume de l'épaississeur V :

t_s : temps de séjours = $2j$; t_s (1 à 15 j).

$$V = Q_B \times t_s = 569.61 \times 2$$

$$V = 1139.22 \text{ m}^3$$

-La surface horizontale S_h :

Pour une profondeur de $H = 3 \text{ m}$ on calcul :

$$S_h = V / H = 1139.22 / 3$$

$$S_h = 379.74 \text{ m}^2$$

-Le diamètre D :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{H\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1139.22}{3 \times 3.14}}$$

$$D = 22 \text{ m}$$

IV.10.1.2. Dimensionnement du digesteur : (SAIDJ Aghiles,2013)

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leurs quantités, les boues épaissies arrivent au digesteur avec une concentration de 80 g/l .

Le débit des boues arrivant au digesteur (**boues épaissies Q_{BE}**) :

$$Q_{BE} = \frac{B_I + B_{II}}{C_B} = \frac{10143.51}{80}$$

$$Q_{BE} = 126.8 \text{ m}^3 / \text{j}$$

-Le temps de séjour du digesteur t_s :

$$t_s = 175 \times 10^{(-0,03.t)} \quad / \quad t = 35^\circ\text{C} .$$

$$t_s = 15,6 \text{ jours}$$

-Le volume du digesteur V_d :

$$V_d = Q_{BE} . t_s = 126.8 \times 15,6 = 1978.08 \text{ m}^3$$

$$V_d = 1978.08 \text{ m}^3$$

-Le diamètre du digesteur D_d :

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{1978.08 \times 4}{3.14 \times 4}} \quad / \quad H = 4 \text{ m}$$

$$D_d = 25 \text{ m}$$

-La surface horizontale S_h :

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \times 25^2}{4}$$

$$S_h = 490.63 \text{ m}^2$$

-La quantité de matières sèches des boues fraîches F_g :

$$F_g = Q_{BE} \cdot F_s \cdot K_s$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne /m}^3$$

F_s : la teneur en matières solides

$$F_s = 3 \text{ à } 4\% \text{ on prend } 4\%$$

$$\text{Donc : } F_g = 126.8 \times 1 \times 0,035 = 4.44 \text{ tonne /j.}$$

-La quantité de matière organique dans la boue fraîche F_o :

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$F_o = 0,6 . F_g = 0,6 \times 4.44$$

$$F_o = 2.66 \text{ tonne /j}$$

➤ **La quantité du gaz produite Q_{gaz} :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} . F_o = 138 (35)^{1/2} 2.66$$

$$Q_{\text{gaz}} = 2171.67 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité moyenne du gaz :**

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 . Q_{\text{gaz}} = 1628.76 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité du méthane (CH_4):**

$$Q_{\text{CH}_4} = (0.6 \text{ à } 0.65) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend } Q_{\text{CH}_4} = 0,65 Q'_{\text{gaz}}$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0.65 \times 1628.76$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 1058.69 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité du gaz carbonique CO_2 :**

$$Q_{\text{CO}_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend } Q_{\text{CO}_2} = 0,3 Q'_{\text{gaz}}$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 \times 1628.76$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 488.63 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité restante de gaz :**

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH_2 , H_2 ...)

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 . Q'_{\text{gaz}} = 0,05 * 1628.76$$

$$Q_{\text{rest}} = 81.44 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité minérale dans la boue :**

$$F_m = F_g - F_o = 4.44 - 2.66$$

$$F_m = 1.78 \text{ tonne/j}$$

➤ **La quantité de boues digérées :**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = Fgf \left(\frac{1}{d_g \times f_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)$$

Avec:

fg : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$fg = 10\%$$

dff : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$dff = 2 \text{ T/m}^3$$

df : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $df = 1 \text{ T/m}^3$

$$Fgf = F_m + F_o (1 - 0,138 t^{0,1/2}) = 1.78 + 2.66(1 - 0,138 \times 35^{1/2})$$

$$Fgf = 2.27 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 2.27 (1/1 \times 0,1 + 1/2 + 1/1)$$

$$Q_r = 26.11 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.10.1.3 Dimensionnement du lit de séchage :

Généralement il est composé d'une couche supérieure de sable de 10cm (calibre 0.5 à 1.5mm) d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15mm) et d'une couche inférieure de gros graviers (calibre 10à4mm) reposant sur le sol imperméable et soigneusement nivelé, des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés avec une légère pente dans la couche de base.

Les boues épandues liquéfiées sur une partie par de l'eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues.

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à 2738.08 Kg/j

-Le volume d'un lit V :

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm .

on prend e =30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend L =30 m :

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

$$\text{Et } B = 8 \text{ m}$$

$$V = 8 \cdot 30 \cdot 0,3 = 72 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l.

On prenant une concentration de 50 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{2738.06}{50} = 54.76 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_e = 54.76 \text{ m}^3/\text{J}$$

-Volume des boues épandues par lit et par an V_a :

On admet que le lit sert 12 fois par an

Donc :

$$V_a = 12 \cdot V = 12 \times 72 \quad V_a = 864 \text{ m}^3$$

-Volume de boue à sécher par an V_{an} :

$$V_{an} = 54.76 \times 365 \quad V_{an} = 19987.4 \text{ m}^3/\text{an}$$

-Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 19987.4864 \quad N = 24 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = 24 \times 30 \times 8 = 5720 \text{ m}^2$

Horizon 2046 :

IV.10.2.1 Dimensionnement de l'épaisseur :

• **Boues issues dans le décanteur primaire B_I :**

$$B_I = \text{DBO}_{5\text{éliminée}} + \text{MES}_{\text{éliminée}} = 926.11 + 1635.6 \quad B_I = 2561.71 \text{ kg/j}$$

• **Boues issues du décanteur secondaire B_{II} :**

$$B_{II} = \Delta X \text{ ou } \Delta X : \text{ les boues en excès.} \quad B_{II} = 947.4 \text{ kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera : $B_T = B_I + B_{II}$

$$B_T = 3509.31 \text{ kg/j}$$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaisseur :

Pour les boues primaires $X_I = 20$ à 30 g/l .

Pour les boues secondaires $X_{II} = 10 \text{ g/l}$

-Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur :

-Pour les boues primaires B_I :

$$Q_{B_I} = \frac{B_I}{X_I} \quad \text{Avec :}$$

B_I : quantité de boues issues du décanteur primaire.

X_I : la concentration des boues où elle est égale à 25 g/l .

$$\text{Donc : } Q_{B_I} = \frac{B_I}{X_I} = \frac{2561.71}{25} \quad Q_{B_I} = 102.45 \text{ m}^3 / \text{j}$$

-Pour les boues secondaires B_{II} :

$$Q_{B_{II}} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = \frac{947.4}{10} \quad Q_{B_{II}} = 95.74 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$\text{Le débit total } Q_B = Q_{B_I} + Q_{B_{II}} = 102.45 + 95.74 \quad Q_B = 198.2 \text{ m}^3 / \text{j}$$

-La concentration du mélange $[X]$:

$$[X] = \frac{B_I + B_{II}}{Q_B} = \frac{3509.31}{198.2} \quad [X] = 17.71 \text{ g/l}$$

-Le volume de l'épaisseur V :

t_s : temps de séjours = 2 j ; t_s (1 à 15 j).

$$V = Q_B \times t_s = 198.2 \times 2 \quad V = 396.4 \text{ m}^3$$

-La surface horizontale S_h :

Pour une profondeur de $H = 3\text{m}$ on calcul :

$$S_h = V / H = 396.4 / 3$$

$$S_h = 132.13 \text{ m}^2$$

-Le diamètre D :

$$D = \sqrt{\frac{4.S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 101.6}{3.14}}$$

$$D = 13\text{m}$$

IV.10.2.2. Dimensionnement du digesteur :

Le débit des boues arrivant au digesteur (**boues épaissies Q_{BE}**) :

$$Q_{BE} = \frac{B_I + B_{II}}{C_B} = \frac{3509.31}{80}$$

$$Q_{BE} = 43.87 \text{ m}^3/\text{j}$$

-Le temps de séjour du digesteur t_s :

$$t_s = 15,6 \text{ jours}$$

-Le volume du digesteur V_d :

$$V_d = Q_{BE} \cdot t_s = 43.87 \times 15,6$$

$$V_d = 684.32 \text{ m}^3$$

-Le diamètre du digesteur D_d :

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{684.32 \times 4}{3.14 \times 4}}$$

$$/ H = 4 \text{ m}$$

$$D_d = 14.8 \text{ m}$$

-La surface horizontale S_h :

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3.14 \times 15^2}{4}$$

$$S_h = 171.95 \text{ m}^2$$

-La quantité de matières sèches des boues fraîches F_g :

$$F_g = Q_{BE} \cdot F_s \cdot K_s$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne / m}^3$$

F_s : la teneur en matières solides

$$F_s = 3 \text{ à } 4\% \text{ on prend } 4\%$$

$$\text{Donc : } F_g = 43.87 \times 1 \times 0,04 = 1.75 \text{ tonne /j}$$

-La quantité de matière organique dans la boue fraîche F_o :

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 \times 1.75$$

$$F_o = 1.05 \text{ tonne /j}$$

➤ La quantité du gaz produite Q_{gaz} :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} \cdot 1.07$$

$$Q_{\text{gaz}} = 857.24 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité moyenne du gaz :

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot Q_{\text{gaz}} = 0,75 \times 857.24 = 642.93 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité du méthane (CH_4):

$$Q_{\text{CH}_4} = 0.65 \times 642.93$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 417.9 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité du gaz carbonique CO₂ :**

$$Q_{CO_2} = 0,3 \times 642.93$$

$$Q_{CO_2} = 192.88 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité restante de gaz :**

$$Q_{rest} = 0,05 \cdot Q'_{gaz} = 0,05 \cdot 642.93$$

$$Q_{rest} = 32.15 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité minérale dans la boue :**

$$F_m = F_g - F_o = 1.75 - 1.05$$

$$F_m = 0,7 \text{ tonne/j}$$

➤ **La quantité de boues digérées :**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_g f \left(\frac{1}{d_g f_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)$$

Avec:

f_g : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$f_g = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$$

d_f : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_f = 1 \text{ T/m}^3$

$$F_g f = F_m + F_o (1 - 0,138 t^{0,12}) = 0,7 + 1,05 (1 - 0,138 \cdot 35^{1/2})$$

$$F_g f = 1 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 0,92 (1/1 \cdot 0,1 + 1/2 + 1/1)$$

$$Q_r = 10.54 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.10.2.3. Dimensionnement du lit de séchage : (Divet, H ; Schulhor, P,1980)

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à 947.4 Kg/j

-Le volume d'un lit V:

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm .

on prend $e = 30 \text{ cm}$

La longueur $L = (20 \text{ à } 30) \text{ m}$

On prend $L = 30 \text{ m}$:

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

$$\text{Et } B = 8 \text{ m}$$

$$V = 8 \cdot 30 \cdot 0,3 = 72 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l.

On prenant une concentration de 40 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{947.4}{50} = 18.95 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_e = 18.95 \text{ m}^3/\text{J}$$

-Volume des boues épandues par lit et par an V_a :

On admet que le lit sert 12 fois par an

Donc :

$$V_a = 12 \cdot V = 12 \times 72$$

$$V_a = 864 \text{ m}^3$$

-Volume de boue à sécher par an V_{an} :

$$V_{an} = 18.95 \times 365$$

$$V_{an} = 6916 \text{ m}^3/\text{an}$$

-Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 6916 / 864$$

$$N = 8 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = 8 \times 8 \times 30 = 1920 \text{ m}^2$

B. Variante à faible charge

IV.10.3. Calcul des ouvrages de traitement des boues à faible charge

Pour ce qui concerne les boues provenant d'un traitement par boues activées à aération prolongée sont fortement minéralisées. Donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans les digesteurs, la filière choisie pour le traitement de ces boues est composée des étapes suivantes :

- L'épaississement .
- Déshydratation naturelle (lits de séchage)

Tableau IV.12 : Calcul des ouvrages de traitement des boues à faible charge :

Désignations	Unité	2031	2046 (<i>Extension</i>)
- <u>Dimensionnement de l'épaississeur</u>			
Concentration à l'entrée de l'épaississeur	g/l	10	10
Débit journalier reçu par l'épaississeur	m ³ /j	365.08	132.24
Temps de séjour	J	2	2
Volume	m ³	730.15	264.5
Hauteur	m	3	3
Surface	m ²	243.4	88.16
Diamètre	m	17.6	10.6
<u>Dimensionnement du lit de séchage</u>			
Longueur	m	30	30
Largeur	m	8	8
Hauteur	m	1	1
Hauteur de boue dans le lit	m	0.3	0.3
Volume	m ³	72	72
Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	73.15	26.45
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	864	864
Volume de boue à sécher par an	m ³ /an	26550.55	9654.25
Nombre de lits	-	30	12
La surface totale des lits de séchage	m ²	7200	2880

IV.11. Conclusion :

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

Le bassin d'aération est l'ouvrage le plus important dans une station d'épuration fonctionnant avec un procédé biologique, il est considéré comme les poumons de la station, c'est pour cela qu'il doit être dimensionné avec précision.

Chapitre **V**

Aspect économique

V.1. Introduction :

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

Pour qu'ils puissent avoir cette décision on doit faire des calculs économiques des deux variantes précédemment étudiées qui sont la moyenne et la faible charge.

Cette dernière doit être sélectionnée après évaluation économique et comparaison entre le coût des variantes sur lesquelles se fait l'étude. De ce fait on pourra dire que cette variante est technico économiquement optimale.

Le coût estimatif du projet est rétabli sur la base du coût du mètre cube (m³) d'eau épurée par la station.

Vue le manque des renseignements sur l'évolution des prix relatifs aux travaux de génie civil (coût de terrassement et prix du mètre cube de béton armé), nous limitons notre travail dans l'horizon 2031 seulement

Ce coût est composé de :

La variante à moyenne charge

V.2. Coût d'investissement :

V.2.1 Coût de terrassement :

Le prix du mètre cube de terrassement et excavation sera évalué à 400 DA.

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0,3 \times Sh_i$$

On calculera le volume d'excavation par l'expression :

Sh_i : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc : C = 400 . V

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

On suppose que l'excavation coûte 10 fois le prix de terrassement

Tableau V.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage :

Ouvrages	Nombre	Sh _i	Volume (m ³)	Coût (DA)
- Dégrilleur	2	3.65	1,095	438
-Dessableur-déshuilleur	1	32.4	9,72	3888
-Décanteur primaire	2	1160.57	348,171	139268,4
-Bassin d'aération	2	904.16	271,248	108499,2
-Décanteur secondaire	2	928.46	278,472	111388,8
-Bassin de désinfection	1	215.35	64,605	25842
-Epaississeur	1	379.47	113,841	45536,4
-Digesteur	1	490.63	147,189	58875,6
-Lit de séchage	24	5720	1716	686400
Terrassement			1180136.4 DA	
Excavation			11801364 DA	
Le coût total			12 981 500,4 DA	

V.2.2 Coût de Béton armé :

Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement $P_u = 40000$ DA

Le coût du béton sera donc : $C_b = P_u \cdot V_{tb}$

Epaisseur des murs des ouvrages $e_m = 0,15$ à $0,4$ m on prend $e_m = 0,15$ m

Epaisseur du radier des ouvrages est prise $e_r = 0,3$ à $0,4$ m on prend $e_r = 0,3$ m

Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer.

Le kilogramme de fer coûte actuellement 75 DA

On prendra la valeur 80 Kg de fer / m^3 de béton

Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f$$

$$C_b = 40000DA$$

$$C_f = 75 \cdot 80 = 6000 \text{ DA}$$

$$C_t = 46\ 000 \text{ DA}$$

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes :

V_r : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage $V_r = e_r \cdot S_h$

V_m : Volume du béton des murs de chaque ouvrage $V_m = e_m \cdot P \cdot H$

P : périmètre de l'ouvrage

H : hauteur de l'ouvrage

Tableau V.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage :

Ouvrages	Nombre	Volumes		Vr+ Vm	Cout Cbf (DA)
		Vr	Vm		
Dégrilleur	2	1,095	2.7	1,095	174570
Dessableur-déshuilleur	2	9,72	13.2	9,72	1054320
Décanteur primaire	2	348,171	48.04	348,171	16605126
Bassin d'aération	2	271,248	90	361,248	13305408
Décanteur secondaire	2	278,472	58.8	278,472	13530992
Bassin de désinfection	1	64,605	34.65	64,605	3396870
Epaississeur	1	113,841	38.86	113,841	5713246
Digesteur	1	147,189	44.18	147,189	758540
Lit de séchage	24	1716	468	2184	100464000
Le coût total		161557106 DA			

V.2.3 Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculer précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{t_{ba}} = 12981500,4 + 161557106 = \mathbf{174538606 \text{ DA}}$$

V.2.3 Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25 \cdot C_{gc} = 0,25 \cdot 174538606 = \mathbf{43\ 634\ 651,6 \text{ DA}}$$

V.2.3 Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :

Il estimé à 40% du ($C_{gc} + C_{VRD}$)

$$C_{\acute{e}q} = \mathbf{87269303,2 \text{ DA}}$$

V.2.3 Coût total des investissements de la station :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{\acute{e}q} = \mathbf{610885122 \text{ DA}}$$

V.3. Coût de fonctionnement :**V.3.1. Le coût de main d'œuvre :**

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{mo} = 0,05 \cdot C_{ti} = 0,05 \cdot 610885122 = \mathbf{30544256,1 \text{ DA}}$$

V.3.2. Le coût de l'énergie (consommation électrique) :

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_e' = P_u \cdot E_c$$

P_u : prix unitaire du Kwh, $P_u = 4,18 \text{ DA}$

E_c : énergie totale consommée (Kwh), E_c est estimé à $1,7 \text{ Kwh/m}^3$

$$C_e = Q \cdot C_e' = Q \cdot P_u \cdot E_c$$

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2031 qui est égale à $18569.16 \text{ m}^3/\text{j}$

$$C_e = 18569.16 \cdot 365 \cdot 4,18 \cdot 1,7 = \mathbf{48047422,96 \text{ DA/an}}$$

V.3.3. Le coût des réactifs chimiques :

Le prix de m^3 d'eau de javel est de $2958,23 \text{ DA/m}^3$

Le prix de m^3 de chlore est de $12412,27 \text{ DA/m}^3$

Calculons le prix annuel du chlore :

$$\text{La masse annuelle : } MA = 185.69 \cdot 365 = 5610 \text{ Kg/an} = 67.78 \text{ T/an}$$

$$\text{Le coût annuel est de : } C_{aj} = MA \cdot P_u = 67.78 \cdot 12412,27 = \mathbf{DA/an}$$

V.3.4. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{rm} = 0,05 \cdot 610885122 = \mathbf{30544256,1 \text{ DA}}$$

V.3.5. Le coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{ff} = \mathbf{30544256,1 \text{ DA}}$$

V.3.6. Le coût de fonctionnement total :

$$C_{ft} = C_{mo} + C_e + C_{aj} + C_{rm} + C_{ff} =$$

$$\mathbf{C_{ft} = 139680191 \text{ DA}}$$

V.3.7. Calcul du prix du m^3 d'eau traitée :

Le volume total annuel d'eau traité en l'année 2031 est de :

$$V_a = 365 \cdot 18569.16 = 6777743,4 \text{ m}^3/\text{an}$$

Le coût d’amortissement annuel

$$C_{aa} = C_{ti} / t \quad / t : \text{durée d’amortissement } t = 15 \text{ ans}$$

$$C_{aa} = 30544256,1 / 15 = \mathbf{2036283,74 \text{ DA}}$$

V.4. Le coût total de la station :

$$C_{t \text{ st}} = C_{aa} + C_{ft} = 2036283,74 + 139680191$$

$$C_{t \text{ st}} = \mathbf{141716475 \text{ DA}}$$

V.5. Le coût de m³ d’eau épurée :

$$C_e = C_{t \text{ st}} / V_a = 374368611,1 / 677743,4$$

$$C_e = \mathbf{20,90 \text{ DA}}$$

V.6. Le coût du m³ d’eau sans les frais d’amortissement :

$$C_e = C_{t \text{ st}} / V_a = 612921406 / 677743,4$$

$$C_e = \mathbf{90,43 \text{ DA}}$$

Tableau V.3 : Résultats de la variante à moyenne charge :

Désignation	Unité	Coûts
Coût d’investissement		
Coût de terrassement	DA	1180136.4
Coût d’excavation	DA	11801364
Coût total du béton armé	DA	161557106
Coût totale du génie civil	DA	174538606
Coût des VRD	DA	43634651,6
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	87269303,2
Coût total des investissements de la station	DA	610885122
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d’œuvre	DA	30544256,1
Le coût de l’énergie	DA/an	48047422,96
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	841264.6
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	30544256,1
Le coût des frais financiers	DA	30544256,1
Le coût de fonctionnement total	DA	139680191
Le coût total de la station	DA	141716475
Le coût de m ³ d’eau épurée	DA	20,90
Le coût du m ³ d’eau sans les frais d’amortissement	DA	90,43

La variante à faible charge :**Tableau V.4 : Résultats de la variante à faible charge :**

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	1401964,8
Coût d'excavation	DA	14019648
Coût total du béton armé	DA	191557106
Coût totale du génie civil	DA	206978718,8
Coût des VRD	DA	51744679,7
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	103489359,4
Coût total des investissements de la station	DA	620936156
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA	31046807,82
Le coût de l'énergie	DA/an	48047422,96
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	841264,6
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	31046807,82
Le coût des frais financiers	DA	31046807,82
Le coût de fonctionnement total	DA	141187846,4
Le coût total de la station	DA	182583590,1
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	26.93
Le coût du m ³ d'eau sans les frais d'amortissement	DA	112.45

V.7. Conclusion :

D'après l'étude économique, on remarque que le coût de la station ainsi que le mètre cube d'eau dans la faible charge revient légèrement plus cher que la moyenne charge, de ce fait nous opterons donc pour cette dernière variante qui est la moyenne.

Chapitre **VI**

Calcul hydraulique

IV.1. Introduction :

Nous allons aborder dans ce chapitre le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduites de by-pass, conduites de fuite, conduites reliant les ouvrages et le déversoir d'orage à l'entrée de la STEP, ainsi que le calcul des cotes de radier des différents ouvrages, ce qui permet d'assurer le bon fonctionnement hydraulique de la station.

IV.2. Emplacement des ouvrages dans le site de la station :

Les eaux arrivent à la station d'épuration de la façon suivante :

Les eaux usées et pluviales sont collectées dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage qui sert à séparer les eaux pluviales des eaux usées tel que :

Les eaux pluviales sont déversées directement dans l'oued de BARIKA et les eaux usées sont dirigées vers les différents ouvrages de la station.

A l'amont de la station, on place un autre déversoir de type by-pass pour éviter l'arrivée des eaux à la station d'épuration en cas de panne, ainsi l'emplacement des différents ouvrages va suivre le sens de la pente naturelle du terrain pour qu'on ait un écoulement gravitaire le long de la station d'épuration.

IV.3. Déversoir d'orage :

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits des eaux usées, appelées « débit en temps sec ».

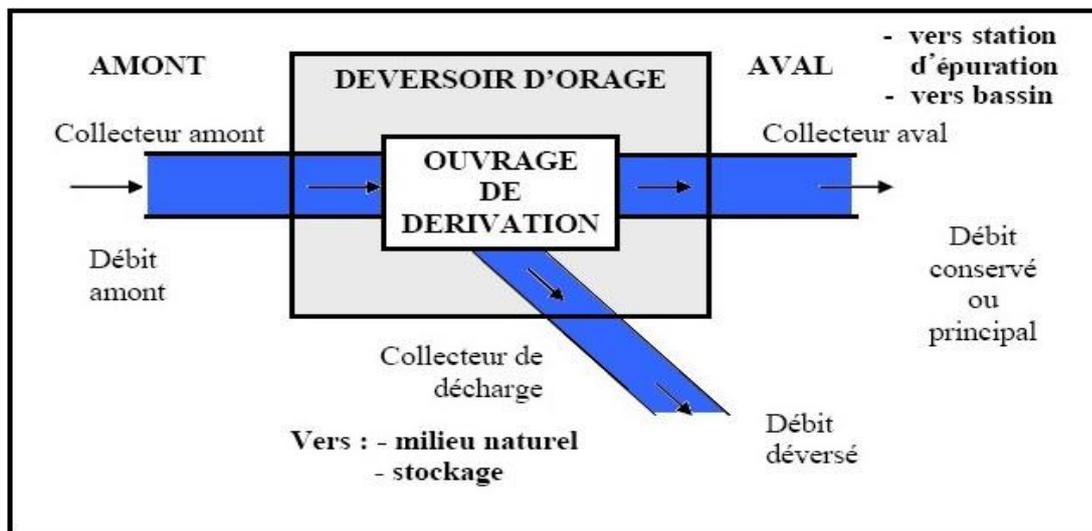


Figure V.1 : schéma de principe du déversoir d'orage.

La partie déversante est acheminée vers l'oued de BARIKA, dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pts} = 0.48 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit de pointe par temps de pluie : $Q_{ptp} = 0.87 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial a été estimé par la SRE. de **BARIKA** à $Q_{pl} = 800.8 \text{ l/s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_C = Q_{pts} + Q_{pl} = 0,48 + 0,8 = 1,22 \text{ m}^3/\text{s}$$

A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2046:

$$Q_v = 1,22 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1\%$$

Et d'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_e = 1000 \text{ mm}$$

(diamètre a l'entrer du déversoir)

$$Q_{ps} = 1,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

(débit a pleine section)

$$V_{ps} = 2,2 \text{ m/s}$$

(vitesse a pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

$$r_Q = Q_v / Q_{ps} = 1,22 / 1,75 = 0,7$$

(rapport des débits)

$$r_H = H_e / D_e = 0,62 \Rightarrow H_e = 0,62 \cdot 1000 = 620 \text{ mm}$$

(hauteur de remplissage)

$$r_V = V / V_{ps} = 1,06 \Rightarrow V = 1,06 \cdot 2,2 = 2,33 \text{ m/s}$$

(rapport des vitesses)

La hauteur d'entrée $H_e = 620 \text{ mm}$

A l'aval du déversoir :

$$Q_{ptp} = Q_{step} = 0,87 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1,1 \%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,98 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1,8 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0,82; \quad r_H = 0,67; \quad r_V = 1,07.$$

La hauteur de sortie $H_s = 536 \text{ mm}$

Le débit déversé par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{step} = 1,22 - 0,87$

$$Q_d = 0,35 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.3.1 Dimensionnement du déversoir d'orage :

La hauteur d'entrée $H_e = 670 \text{ mm}$ (la conduite en amont est élevée de 5 cm par rapprot la conduite en aval)

La hauteur de sortie $H_s = 536 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) = (670 - 536) = 134 \text{ mm}$.

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 \times Q_d) / 2m(2g)^{1/2} H_d^{3/2}$$

m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,6$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s^2 :

$$b = (3 \times 0,35) / 2 \cdot 0,6 \cdot (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot 0,134^{3/2} = 4,03 \text{ m}$$

on prend $b = 4 \text{ m}$.

IV.4. Dimensio nnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose une pente de 1,5%

$$Q_d = 0.35 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

$$D_d = 600 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2.2 \text{ m/s}$$

Donc $rQ = 0,77$ abaque de Bazin (02) on aura :

$$R_h = 0,65$$

$$R_v = 1,1$$

IV.5. Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{ptp} = 0,87 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 1,5% et elle devrait intervenir lors d'un danger sur la station, et l'eau est dirigée vers la station $Q_{ts} = 0.87 \text{ m}^3/\text{s}$

$$I = 1,5\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01) :

$$D_s = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1 \text{ m/s} \quad R_h = 0.6$$

Et d'après l'autre abaque (02) :

$$rQ = 0,8 ; \quad rH = 0,68 ; \quad rV = 1,11.$$

IV.6. Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

IV.6.1. Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

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

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	456.22
Dessableur-deshuilleur	456.15
Décanteur primaire	455.95
Bassin d'aération	455.7
Décanteur secondaire	455.4
Bassin de désinfection	455.2

IV.6.2. Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue durée de vie, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \quad (\text{Formule de Darcy})$$

Avec :

- K : coefficient de perte de charge
- Q : débit en m³/s ; Q= Q step = 0.87 m³/s
- L : longueur de la conduite
- D : diamètre de la conduite
- β : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite
- C_{PA} : Côte du plan d'eau au point A
- C_{PB} : Côte du plan d'eau au point B

Donc le diamètre est de :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}}$$

Tableau V.2 :Les valeurs de K, m et β :

Tuyau	K	m	B
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour le PEHD, on a :

- ✓ K=0,001052
- ✓ m=4,774
- ✓ β=1,77
- ✓ Les diamètres normalisés :

Diamètre EXT (mm)	110	125	160	200	250	315	400	500	630
-------------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------

Source : Guide Travaux Publics

IV.6.2.1. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

On suppose que Les perdes de charge singulière égale 15% de pertes de charge linaire donc

$$Leq = 1,15 \cdot L_{réelle}$$

Tableau V.3 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station

Ouvrages de la chaine	L réelle (m)	Leq (m)
Dégrilleur -Déssableur-deshuilleur	7.94	9.13
Déssableur-deshuilleur - Décanteur I	20.96	24.1
Décanteur I - Bassin d'aération I	45.67	52.52
Bassin d'aération I- Décanteur II.I	20.3	23.35
Décanteur II.I - Bassin de désinfection	35.36	40.66

IV.6.2.2. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

- P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2}$

IV.6.2.3 Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques.

1. Conduite dégrilleur -déssableur (A-B) :

On a :

- ✓ Côte du radier du dégrilleur : 456.22 m ;
- ✓ Hauteur d'eau : 1m
- ✓ D'où : $Cp_A=457.22$ m
- ✓ Côte du radier du déssableur-déshuilleur :454.32 m ;
- ✓ Hauteur d'eau : 1.5 m
- ✓ D'où : $Cp_B:455.82$
- ✓ $L=9.13$ m

Diamètre :

$$D = \sqrt[4]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4]{\frac{0.001052 * 9.13 * (0.87)^{1.77}}{(457.22 - 455.82)}} = 0,57m.$$

$$D_n = 630 \text{ mm}$$

Cote piézométrique

$$D'o\grave{u} \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$$

$$\Delta H = 0.7 \text{ m}$$

$$C_{PB}' = 456.52 \text{ m}$$

$$C_{RB}' = 455.02 \text{ m}$$

La vitesse d'écoulement :

$$V = Q/S = 4Q/\pi D_n^2 = 4 \times 0.87 / 3.14 \times 0.63^2 = 3.05 \text{ m/s}$$

2. Conduite désableur - bassin de décantation I (A-B) :

- ✓ $C_{PA}' = 456.52 \text{ m}$
- ✓ Côte du radier du bassin de décantation (B) : 452.8 m ;
- ✓ Hauteur d'eau : 3 m
- ✓ D'o\grave{u} : C_{PB} : 455.8 m
- ✓ $L = 24.1 \text{ m}$

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 24.1 * (0.44)^{1.77}}{(456.02 - 455.8)}} = 0,47 \text{ m.}$$

$$D_c = 500 \text{ mm}$$

Cote piézométrique

$$D'o\grave{u} \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$$

$$\Delta H = 0.16 \text{ m}$$

$$C_{PB}' = 456.36 \text{ m}$$

La vitesse d'écoulement :

$$V = Q/S = 4Q/\pi D_n^2 = 4 \times 0.44 / 3.14 \times 0.5^2 = 2.2 \text{ m/s}$$

3. Conduite bassin décantation I - bassin d'aération I (A-B) :

- ✓ $C_{PA}' = 456.36 \text{ m}$
- ✓ Côte du radier de bassin d'aération I (B) : 453 m ; Hauteur d'eau : 3 m
- ✓ D'o\grave{u} : C_{PB} : 456 m
- ✓ $L = 52.52 \text{ m}$

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 52.52 * (0.44)^{1.77}}{(456.36 - 456)}} = 0,49 \text{ m}$$

$$D_n = 500 \text{ mm}$$

Cote piézométrique :

$$D'o\grave{u} \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$$

$$\Delta H = 0.36 \text{ m}$$

$$C_{PB}' = 456 \text{ m}$$

$$C_{RB}' = 453 \text{ m}$$

La vitesse d'écoulement :

$$V = 2.24 \text{ m/s}$$

4. Conduite bassin d'aération I - bassin de clarificateur I (A-B) :

- ✓ $C_{PA}' = 456 \text{ m}$
- ✓ Côte du radier du bassin de clarification(B) : 452.5 m ;
- ✓ Hauteur d'eau : 3 m
- ✓ D'où : $C_{PB} : 455.5 \text{ m}$
- ✓ $L = 23.35 \text{ m}$

Diamètre :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.77]{\frac{0.001052 * 23.35 * (0.44)^{1.77}}{(456 - 455.5)}} = 0,39 \text{ m}$$

$$D_n = 400 \text{ mm}$$

Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PB}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$$

$$\Delta H = 0.46 \text{ m}$$

$$C_{PB}' = 455.54 \text{ m}$$

La vitesse d'écoulement :

$$V = Q/S = 4Q/\pi D_n^2 = 4 * 0.44 / 3.14 * 0.4^2 = 3.5 \text{ m/s}$$

5. Conduite clarificateur - bassin de désinfection (A-B) :

- ✓ $C_{PA}' = 455.54 \text{ m}$
- ✓ Côte du radier du bassin de désinfection(B) : 452 . m ;
- ✓ Hauteur d'eau : 3 m
- ✓ D'où : $C_{PB} : 455.5 \text{ m}$
- ✓ $L = 40.66 \text{ m}$

Diamètre :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.77]{\frac{0.001052 * 40.66 * (0.44)^{1.77}}{(455.54 - 455.3)}} = 0.52 \text{ m}$$

$$D_n = 630 \text{ mm}$$

Cote piézométrique :

$$D'o\grave{u} \text{ on aura : } C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$$

$$\Delta H = 0.11 \text{ m}$$

$$C_{pB}' = 455.43 \text{ m}$$

La vitesse d'écoulement :

$$V = Q/S = 4Q/\pi D_n^2 = 4 \times 0.44 / 3.14 \times 0.63^2 = 1.41 \text{ m/s}$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau V.4 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	Hauteur d'eau (m)	ΔH (m)	Cote piézométrique (m)
Dégrilleur	456.22	456.22	1		457.22
Déssableur-déshuileur	456.15	455.02	1.5	0.7	456.52
Décanteur primaire	455.95	453.36	3	0.16	456.36
Bassin d'aération	455.7	453	3	0.36	456
Décanteur secondaire	455.4	452.54	3	0.46	455.54
Bassin de désinfection	455.2	452.43	3	0.11	455.43

V.7. Conclusion :

Afin d'obtenir un bon rendement d'épuration, les résultats trouvés doivent être appliqués pour s'assurer un bon fonctionnement hydraulique de la station d'épuration.

Conclusion générale

Lors de cette étude, nous avons dimensionné une station d'épuration avant d'être projeté dans la ville de BARIKA wilaya de BATNA et cela suite à la situation dramatique des cours d'eau recevant les eaux usées et l'état de dégradation du milieu naturel dans cette ville, ce qui constitue un grand danger de maladie à transmission hydrique et de pollution pour les agglomérations voisines.

Notre projet commence tout d'abord par la collecte de toutes les données nécessaires (géographique, climatique, hydrogéologique, etc...) concernant la zone d'étude et une partie théorique qui inclut les différents procédés d'épurations, puis l'estimation des débits d'eaux usées et des charges polluantes, et enfin le dimensionnement des ouvrages de traitement et les conduites qui les relient.

Cette station a une capacité de traitement de 154743 équivalent habitant et une charge moyenne journalière en DBO5 de 7650.5 kg/j et une charge moyenne journalière en MES de 9974.24 kg/j en 2031 et une capacité de traitement de 208263 et une charge moyenne journalière en DBO5 de 10296.52 kg/j et une charge moyenne journalière en MES de 13423.97 kg/j en 2046.

En ce qui concerne le choix du procédé d'épuration, nous avons opté pour la technique d'épuration par boues activées, car elle demeure actuellement la plus utilisée en Algérie et nécessite des surfaces nettement plus réduites. Quant au choix de la variante, il s'est orienté vers la variante à moyenne charge, et cela en raison de la qualité de l'effluent, la taille de l'agglomération et la disponibilité du terrain. Ceci est confirmé par l'étude économique faite précédemment, qui favorise notre choix. Il est à noter que le site de la futur STEP se trouve dans une région agricole pouvant bénéficier de la réutilisation des eaux épurées.

Pour conclure on peut dire que la mise en place d'une station d'épuration dans la région de Barika va permettre la résolution des problèmes environnementaux et de santé, et jouera un grand rôle dans l'amélioration de l'agriculture dans cette dernière.

Références bibliographiques

1. ABDELKADER.GAID, Tome 1. Epuration biologique des eaux usées urbaines OPU. Alger. 1984.
2. BAIRA ET AL. Réutilisation des eaux usées : risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France. Rapport ORS, P (220).
3. Claude Cardot,1999 Les traitements physico-chimiques et biologiques Guide technique de l'assainissement. Edition de moniteur. Paris 1999.
4. CYRIL GOMMELLA, HENRI GUERREE ,1986
5. DESHAYES MATTHIEU, (2008). Guide pour l'établissement des plans d'assurance de la Qualité dans le cadre de la réalisation des stations d'épuration de type boues activées en lots séparés. Mémoire de projet de fin d'études. INSA De stasbourg . France. P(79)
6. DUCHENE, P, les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités. - Paris : Lavoisier, 1991.-88p.
7. EDELINE, L'épuration biologique des eaux : théorie et technologie des réacteurs –Paris : Lavoisier-Tec &Doc, 1996.- 303p.Divet, H ; Schulhor, P,1980
8. Étude de l'aménagement urbain et du territoire de la commune de Barika mai 2014 APC BARIKA
9. KESIKES R, BOUDERJA N, MEDJOU DJ H., la qualité de l'eau épurée de station d'oued Athmania. Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du Brevet de Technicien supérieur en Traitement des eaux. Institut Nationale Spécialités de la Formation Professionnelle et Arbi Ben M'hidi- Mila. P(114).
10. LADJEL FARID. Exploitation d'une station d'épuration à boues activées, centre de formation au métier de l'assainissement Niveau II. CFMA-BOUMERDES.
11. LOUIZ ,2011 : Conception De La Station D'épuration De La Ville De MAHDIA W. TIARET MFE ENSH 2011.
12. MARC SATIN, BECHIR SELMI, Guide technique de l'assainissement. -3e ed.- Paris
13. MENASRA A, BOULAHLIB A, MEHADJRI M, 2010. Evaluation des procédés d'épuration ou niveau de la SETP de sidi meroune.
14. Moniteur, 1999.- 726p.Cyril Gommella, Henri Guerree,1986)

Sitographie :

<http://pf-mh.uvt.rnu.tn>
www.lped.org
www.cder.dz

Références bibliographiques