

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH**

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

Spécialité : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME

**Dimensionnement d'une station d'épuration à
boues activées de la ville de JIJEL**

Présenté par :

M^{elle}: REMMACHE AMEL

Promotrice :

M^{me}: L.TAFAT

Devant le Jury composé de :

Président : M^r: Y. DERNOUNI

Examinatrices: M^{me}: M. KAHLERRAS

: M^{me}: H. SAÏDI

: M^{me}: CH. SALHI

Novembre 2015

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu, de m'avoir octroyé les moyens pour être où j'en suis aujourd'hui.

Mes plus grands remerciements sont naturellement pour Mme, TAFFAI qui m'a encadré tout au long de ma thèse. Ma considération est inestimable.

Mes plus grands remerciements :

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

Une pensée affectueuse va à mes amies : Madjda, Rawia, Latifa .

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mon mari.

AMEL

Dédicace

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

A mon mari : Ayes

A mes sœurs : Mira et Rania

A mes frères : Ali, Mohamed et Abd el rahim

A mes amies: Madjida, Latifa et Rawwa

Je dédie ce mémoire.

Sommaire

Résumé	
Liste des tableaux.....	
Liste des figures.....	
Liste des planches.....	
Introduction.....	

Chapitre I

Présentation de la ville

I.1. Introduction.....	1
I.2. Situation géographique.....	1
I.3. Localisation de la station.....	2
I.4. Situation Climatique.....	2
I.4.1. Température.....	2
I.4.2. Précipitation.....	2
I.4.3. Les vents.....	3
I.4.4. L'évaporation.....	3
I.4.5. L'humidité relative.....	4
I.5. Topographie.....	4
I.6. Caractéristiques hydrologiques.....	4
I.7. Situation démographique.....	5
I.8. Situation hydraulique.....	6
I.8.1. Réseau d'AEP.....	6
I.8.2. Réseau d'Assainissement.....	7
I.9. Conclusion.....	7

Chapitre II

Origine et nature des eaux usées

II.1. Introduction	8
II.2. Origine et nature des eaux usées.....	8
II.2.1. Les eaux usées domestiques.....	8
II.2.2. Les eaux usées industrielles	8
II.2.3. Les eaux usées agricoles	9
II.2.4. Les eaux de ruissellement	9
II.3. Pollution des eaux usées	9
II.3.1. les différents types de pollution.....	9
II.3.1.1. Pollution organique.....	10
II.3.1.2. Pollution minérale.....	10
II.3.1.3. Pollution toxique.....	10
II.3.1.4. Pollution microbiologique.....	11
II.3.2. les paramètres de pollution	12
II.3.2.1. Paramètres physiques.....	12
II.3.2.2. Paramètres chimiques.....	14
II.3.2.3. Paramètres biologiques.....	16
II.4. Les normes de rejet.....	17
II.5. conclusion	17

III.1. Introduction	18
III.2. Le relevage	18
III.3. prétraitement.....	18
III.3.1. Dégrillage.....	18
III.3.2. Dessablage.....	18
III.3.3. Dégraissage- déshuilage.....	19
III.4. Traitements primaires.....	19
III.5. Traitements secondaires.....	19
III.5.1. Traitements physico-chimique.....	19
III.5.2. Traitements biologique.....	22
III.5.3. Traitements tertiaire.....	34
III.6. Conclusion.....	35

IV.I. Les prétraitements.....	36
IV.I.1. Introduction.....	36
IV.I.2. Dégrillage.....	37
IV.I.2.1. Grilles manuelles.....	37
IV.I.2.2. Grilles mécaniques.....	37
IV.I.3. Calcul du dégrilleur.....	38
IV.I.3.1. Horizon 2030.....	38
IV.I.3.2. Horizon 2045.....	40
IV.I.3.3. Perte de charge.....	41
IV.I.4. Dessablage-déshuilage.....	42
IV.I.4.1. Dessablage.....	42
IV.I.4.2. Déshuilage et dégraissage.....	44
IV.I.4.3. Calcul du dessableur-déshuileur	44
IV.I.4.4. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur.....	49
IV.II. Les traitements primaires.....	50
IV.II.1. Introduction.....	50
IV.II.2. Classification des décanteurs.....	50
IV.II.2.1. Décanteurs statiques sans raclage.....	51
IV.II.2.2. Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues.....	51
IV.II.3. Choix du décanteur primaire.....	51
IV.II.4. Données de départ pour le calcul du décanteur primaire.....	52
IV.II.5. Dimensionnement du décanteur.....	52
IV.II.5.1. Horizon 2030.....	52
IV.II.5.2. Horizon 2045.....	54
IV.III. Les traitements secondaires.....	57
IV.III.1. Introduction.....	57
IV.III.2. Théorie de l'équation par boue activée.....	57
IV.III.3. Choix de la variante.....	57
IV.III.3.1. Etude de la variante à moyenne charge.....	57
IV.III.3.1.1. Horizon 2030.....	58
IV.III.3.1.2. Horizon 2045.....	73

IV.III.5. Etude de la variante à faible charge.....	74
IV.III.5.1. Horizon 2030.....	75
IV.III.5.2. Horizon 2045.....	83
IV.IV. La désinfection.....	85
IV.IV.1.Introduction.....	85
IV.IV.2.Dose du chlore à injecter.....	85
IV.IV.2.1. Horizon 2030.....	85
IV.IV.2.2. Horizon 2045.....	87
IV.V. Traitement des boues.....	88
IV.V.1. Introduction.....	88
IV.V.2. Variante à moyenne charge.....	88
IV.IV.2.1. Stabilisation des boues.....	88
IV.V.2.2. Epaissement de boues.....	89
IV.V.2.3. Déshydratation des boues.....	90
IV.V.2.4. Choix de la filière de traitement des boues.....	91
IV.V.3.Dimensionnement pour l'horizon 2030.....	91
IV.V.3.1. Dimensionnement de l'épaississeur.....	91
IV.V.3.2. Dimensionnement du digesteur.....	93
IV.V.3.3. Dimensionnement des lits de séchage.....	95
IV.V.4. Dimensionnement pour l'horizon 2045.....	96
IV.V.4.1. Dimensionnement de l'épaississeur.....	96
IV.V.4.2. Dimensionnement du digesteur.....	97
IV.V.4.3. Dimensionnement des lits de séchage.....	99
IV.V.5. Variante à faible charge.....	101
IV.VI. Aspect économique	102
IV.VI.1.Introduction :.....	102
IV.VI.2. Coût de la variante à moyenne charge.....	103
IV.VI.2.1. Coût d'investissement.....	103
IV.VI.2.2. Coût de fonctionnement.....	106
IV.VI.2.3. Calcul du prix du m ³ d'eau traitée.....	107
IV.VI.2.4. Le coût total de la station.....	108
IV.VI.2.5. Le coût du m ³ d'eau épurée.....	108
IV.VI.3. Coût de la station à faible charge.....	108
IV.VI.4. Conclusion.....	109

Chapitre V

Calcul hydraulique

V.1. Introduction :.....	110
V.2. Emplacement des ouvrages dans le site de la station.....	110
V.3. Déversoir d'orage.....	110
V.3.1. A l'amont du déversoir.....	110
V.3.2. A l'aval du déversoir.....	111
V.3.3. Dimensionnement du déversoir d'orage.....	111
V.3.4. Dimensionnement de la conduite de fuite.....	112
V.3.5. Dimensionnement de la conduite de By-pass.....	112
V.4. Profil hydraulique.....	112
V.4.1. Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages.....	113
V.4.2. Calculs des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la step.....	113

V.4.3. Calculs des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages.....	115
V.5. Station de relevage.....	117
V.5.1. Le volume du bassin.....	117
V.5.2. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement.....	118
V.5.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe.....	118
V.5.4. Choix de la pompe.....	118
V.6. Conclusion.....	119

Chapitre VI

Hygiène et sécurité de travail

VI.1. Introduction :	120
VI.2. Risques de circulation.....	120
VI.3. Risques de manutention.....	120
VI.4. Risques d'incendie et d'exploitation.....	121
VI.5. Risques d'intoxication.....	121
VI.6. Risques mécaniques.....	121
VI.7. Risques dus aux réactifs et banals.....	122
VI.8. Risque électrique.....	122
VI.9. Risques infectieux.....	123
VI.10. Conclusion	124

Chapitre VII

Gestion et exploitation de la station d'épuration

VII.1. Introduction :	125
VII.2. Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration.....	125
VII.3. Contrôle de fonctionnement.....	126
VII.3.1. Contrôle journalier.....	127
VII.3.2. Contrôle périodiques.....	127
VII.4. Entretien des ouvrages.....	128
VII.4.1. Le dégrilleur.....	128
VII.4.2. Dessableur-déshuileur.....	128
VII.4.3. Bassin d'aération.....	128
VII.4.4. Clarificateur.....	128
VII.4.5. Désinfection des eaux épurées.....	129
VII.4.6. Lits de séchage.....	129
VII.4.7. Epaisseur.....	129
VII.5. Conclusions.....	130

Conclusion générale.....

Annexe.....

Références bibliographiques.....

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau n ° : I-1 :	Les valeurs mensuelles moyennes de la température en °C.....	2
Tableau n ° : I-2 :	Distribution des précipitations mensuelles moyennes en mm.....	3
Tableau n ° : I-3 :	Les valeurs mensuelles moyennes des vitesses du vent en m/s.....	3
Tableau n ° : I-4 :	Distribution mensuelles moyennes de l'évaporation en mm.....	3
Tableau n ° : I-5 :	Distribution mensuelle moyenne de l'humidité en %.....	4
Tableau n ° : I-6 :	Population future du centre urbain.....	5
Tableau n ° : II-1 :	Effet de certains métaux sur la santé.....	11
Tableau n ° : II-2 :	Les germes pathogènes rencontrés dans les eaux	12
Tableau n ° : II-3 :	Le mode de traitement en fonction du rapport	15
Tableau n ° : II-4 :	Normes de rejets de l'O.M.S appliqué en Algérie	17
Tableau n ° : III-1 :	Classement des procédés par boues activées.....	31
Tableau n ° : III-2 :	Avantages et inconvénients des différents procédés.....	32
Tableau n ° : IV-I-1 :	Les données de base de la station	36
Tableau n ° : IV-I-2 :	Le type de dégrillage en fonction de l'espacement des barreaux....	37
Tableau n ° : IV-I-3 :	Récapitulatif des résultats.....	48
Tableau n ° : IV-II-1 :	Récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.....	56
Tableau n ° : IV-III-1 :	Charge massique en fonction de a	62
Tableau n ° : IV-III-2 :	Les résultats de l'horizon 2030 à moyenne charge	72
Tableau n ° : IV-III-3 :	Les résultats de l'horizon 2045 à moyenne charge	73
Tableau n ° : IV-III-4 :	Les résultats de l'horizon 2030 à faible charge	82
Tableau n ° : IV-III-5 :	Les résultats de l'horizon 2045 à faible charge	83
Tableau n ° : IV-V-1 :	Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge.....	100
Tableau n ° : IV-V-2 :	Calcul des ouvrages de traitement à faible charge.....	101
Tableau n ° : IV.VI-1 :	Le coût de terrassement de chaque ouvrages.....	103
Tableau n ° : IV.VI-2 :	Le coût du béton armé de chaque ouvrages.....	105
Tableau n ° : IV.VI-3 :	Résultats de la variante à faible charge.....	108
Tableau n ° : V-1 :	Cotes moyennes du terrain naturel de la zone d'implantation de différents ouvrages de la station.....	113
Tableau n ° : V-2 :	Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	114
Tableau n ° : V-3 :	Récapitulatif des résultats.....	117

LISTE DE FIGURES :

Fig n° I-1 : Plan de situation de la ville de JIJEL.....	1
Fig n° III-1 :Traitement physico-chimique.....	21
Fig n° III-2 :Lagunage naturel.....	25
Fig n° III-3 :Lit bactérien.....	26
Fig n° III-4 :Disque biologique.....	28
Fig n° III-5 : Schéma de fonctionnement d'une station d'épuration à boues activé....	30
Fig n° III-6 : Traitement à Boues activées à faible charge.....	33

LISTE DES PLANCHES :

- 1) Vue en plan de la station.
- 2) Les ouvrages de la station d'épuration.
- 3) Profil hydraulique de la station d'épuration à boues activées W .Djijel.

ملخص:

إن إقامة محطة التصفية على مستوى مدينة جيجل ضرورة ملحة من أجل حماية المحيط حماية الشواطئ و تحسين المحيط البيئي للمواطنين.
ففي هذا العمل قمنا بدراسة مقارنة بين خيارين لهذه المحطة من أجل إنشائها بشكل مناسب لطبيعة المياه المستعملة في هذه المدينة على ضوء خصائص كل خيار و بناء على مزاياه و عيوبه.

Résumé :

La réalisation d'une station d'épuration au niveau de la ville de JIJEL est nécessaire afin de protéger le milieu récepteur ainsi que le littoral et amélioration du cadre de vie des citoyens.
En ce présent travail nous avons opté a réaliser une étude comparative entre deux variantes (moyenne et faible charge), pour déduire la meilleure économiquement.
Le choix de cette variante d'épuration et le dimensionnement de ses différents ouvrages de traitement ont été effectués à base des résultats économiques, ainsi que les avantages et les inconvénients de chaque variante.

Abstract:

The realization of a purification station at the level of the city of JIJEL is necessary in order to protect the environment and develop the living conditions of citizens. In the present work, we try to realize a comparative survey between two variants (middle and weak load) to deduct the best one economically. The choice of this purification variant and the dimensionality of its different functions of treatment have been done on the basis of economic results as well as the advantages and disadvantages of each variant.

INTRODUCTION GENERALE

L'activité humaine, même la plus élémentaire comme le fait de s'alimenter génère des déchets solides ou liquides, si on les laissait s'accumuler, ces déchets finiront par rendre notre cadre de vie inhabitable. C'est pour cela que depuis l'antiquité, les hommes ont mis en place, dans les villes, des systèmes d'assainissement. D'abord de simples égouts pour conduire les eaux usées et les eaux de pluies, vers la rivière.

Avec le développement de l'urbanisation et de l'industrialisation, ainsi que l'évolution des modes de consommation, les rejets d'eaux usées ont considérablement évolués en quantité et en qualité lorsque les eaux usées ne sont pas traitées, les cours d'eau sont dépassés dans leur capacité naturelle d'épuration et se retrouvent pollués.

Les eaux usées qu'elles soient industrielles ou ménagères ne devraient pas être directement rejetées dans le milieu naturel, car elles peuvent engendrer de graves problèmes environnementaux et de santé publique. Le traitement ou l'épuration des eaux usées a donc pour objectif de réduire la charge polluante qu'elles véhiculent. Par conséquent elles devraient être dirigées vers des stations d'épuration dont le rôle est de concentrer la pollution contenue dans les eaux usées sous forme d'un petit volume d'un résidu, les boues, et de rejeter une eau épurée répondant à des normes bien précises, et cela grâce à des procédés physico-chimiques ou biologiques.

Dans le cadre du travail qui va suivre on va dimensionner une station d'épuration pour traiter les eaux usées de la ville de JIJEL, pour protéger le littoral et améliorer le cadre de vie des citoyens.

Notre étude a été réalisée selon un plan subdivisé en différentes parties à savoir :

- La présentation de la ville de jijel.
- Une recherche bibliographique portant sur la pollution des eaux et les différentes techniques d'épuration existantes en mettant en évidence leurs efficacités.
- Dimensionnement de la station d'épuration pour deux horizons 2030 et 2045.
- Le calcul hydraulique relatif a cette station ainsi que le coût de cette dernière.

Pour le dimensionnement de cette station, on prévoit deux variantes, une à moyenne charge et l'autre à faible charge et en se basant sur plusieurs paramètres, technique, économique, environnemental, ect, on pourra choisir la variante qui convient le mieux pour notre situation.



Chapitre **I**

Présentation de la ville



Chapitre I : présentation de la ville

I.1.Introduction :

Avant toute élaboration d'un projet la collecte des données concernant le site est la première chose à faire. Pour mieux gérer le projet. Ces dernières sont présentées comme suit :

I.2.Situation géographique :

La ville de JIJEL est située au nord-est d'Algérie, elle se compose de 11 daïras et 28 communes.

Elle est limitée au nord par la mer méditerranée, à l'ouest par la willaya de Bejaïa, à l'est par la willaya de Skikda, au sud-ouest par la willaya de Sétif, au sud par la willaya de Milla et enfin au sud-est par la willaya de Constantine.

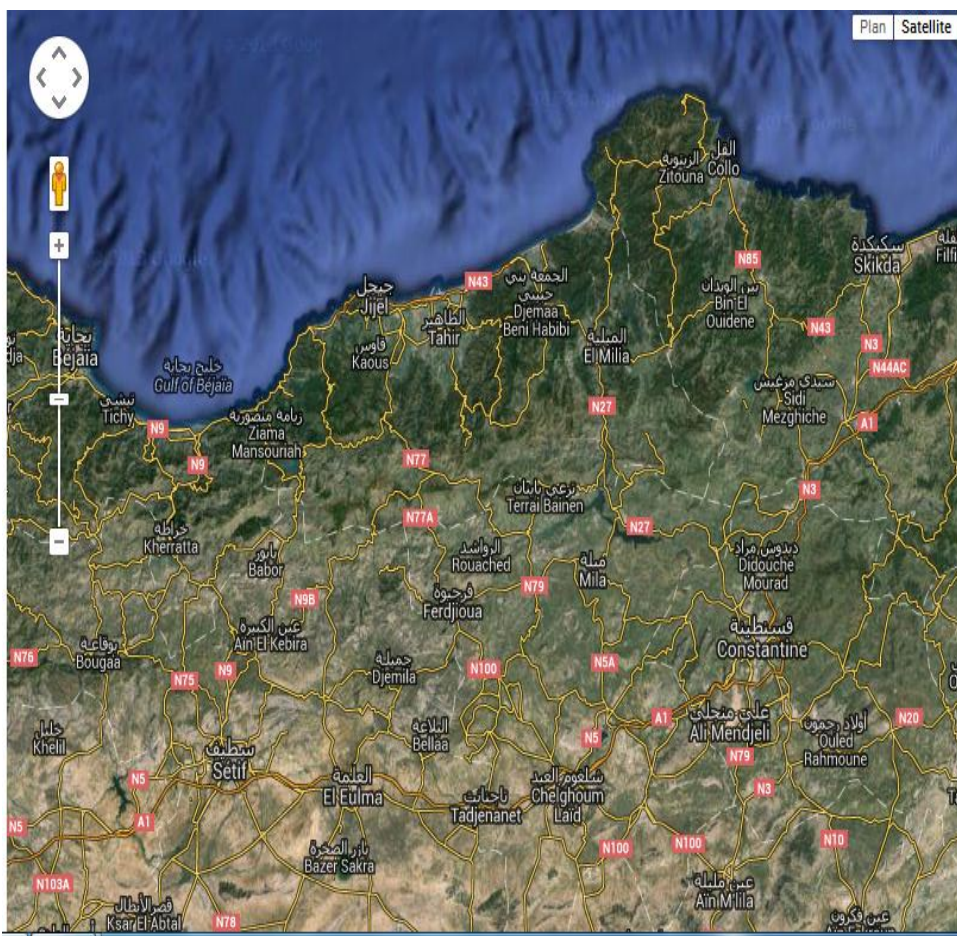


Figure I.1 : plan de situation de la ville de JIJEL

I.3. Localisation de la station d'épuration :

La station d'épuration est située à l'ouest de la ville de JIJEL dans la région d'ELRABTA à 2 km du chef-lieu de la willaya.

I.4. Situation climatique :

Comme toutes les régions du littoral algérien, le climat est de type méditerranéen à deux saisons :

-pluvieux froid en hiver

-chaud et sec en été

Et d'une pluviométrie de l'ordre de 1200 mm/an, elle est parmi les régions les plus arrosées d'Algérie.

Les données climatiques concernant le site pour la période (2000-2012) sont données comme suit :

I.4.1 Température :

Les valeurs de températures moyennes sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1 : les valeurs mensuelles moyennes de la température

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Tmoy(°c)	24,16	21,1	14,96	12,5	11,7	11,46	13,62	15,23	18,47	21,61	24,83	25,56

Source : ANRH

La période qui s'étale du mois de novembre au mois d'avril correspond à la période relativement froide avec un minimum durant le mois de février (11,46°c), alors que la période chaude commence à partir du mois mai jusqu'au mois de septembre avec un maximum marqué durant le mois d'aout (25,56°c).

La moyenne annuelle est de l'ordre de 17,93°c.

I.4.2. Précipitation :

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

Tableau I.2 : distribution des précipitations mensuelles moyennes

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
pluie(mm)	64,14	72,59	142,3	199,5	135,9	113,47	64,37	87,48	44,5	14,77	3,2	11,68

Source : ANRH

D'après ce tableau on remarque que la pluviométrie maximale est de l'ordre de 199,5 mm pendant le mois de décembre, et le minimum est de l'ordre 3,2 mm observée pendant le mois de juillet, la moyenne annuelle est 953,86 mm.

I.4.3. Les Vents :

Les valeurs concernant la vitesse du vent est représentées dans le tableau ci-dessous :

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

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vitesse(m/s)	2,3	2,1	2,1	5,2	2,2	2,3	2,4	2,1	1,9	2,1	2,1	2,2

Source : ANRH

Le tableau montre que les vitesses moyennes les plus élevées s'observent en hivers (5,2 m/s en décembre).

I.4.4. L'évaporation :

Les valeurs relatives à l'évaporation sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : distribution mensuelles moyennes de l'évaporation

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Hauteur(mm)	78	69,6	51,5	44,7	47,9	40,5	55,7	55,1	57,3	83,9	88,4	87,6

Source : ANRH

Le maximum d'évaporation a été enregistré au mois de juillet (88,4 mm) et le minimum, au mois février (40,5 mm). pour la saison estivale, allant de juin à septembre, l'évaporation représente 44,44 % du total annuel. Le total annuel étant de 760,2 mm.

I.4.5. Humidité relative :

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

Tableau I.5 : Distribution mensuelle moyenne de l'humidité

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Hmoy(%)	74,1	73,3	76,7	77,2	77,4	78,1	75,9	75,4	77,5	73	71,7	71

Source : ANRH

Dans la zone côtière, les valeurs moyennes mensuelles d'humidité relative sont, en général, élevées toute l'année et leurs amplitudes saisonnières, relativement faibles. Le minimum (71%) s'observe au mois d'août et le maximum (78,1%), au mois de février.

I.5.Topographie :

Cette willaya est caractérisée par un relief montagneux très accidenté, les montagnes occupent près de 82% de la superficie totale, le reste est constitué des plaines situées le long de la bande littorale.

On note aussi qui au col de Texanna qui se situe à 725m d'altitude.

I.6.caractéristiques hydrogéologiques :

➤ **Géologie et hydrogéologie :**

L'étude géologique montre que la ville de JIJEL, elle a une topographie ancienne où les dépressions ont été recouvertes par des formations quaternaires.

Les différentes unités stratigraphiques sont, du point de vue hydrogéologique, d'intérêt très inégal.

Les recouvrements alluviaux apparaissent comme étant les meilleures formations aquifères et constituent des réservoirs. En effet, les différents forages exécutés par le

service d'hydraulique ont permis de mettre en évidence une sédimentation parfois très grossière (épaisseur supérieur à 30m). Le substratum de cet aquifère quaternaire est constitué par des marnes, reposant sur des terrains cristallins et cristallophylliens du socle métamorphique primaire.

I.7.Situation démographique :

La population de la ville de Jijel à taux d'accroissement de 2% par an jusqu'à l'horizon 2045 à partir de l'année de référence 2008.

L'évolution démographique obéit à la loi des accroissements qui s'écrit :

$$P_n = P_o (1+T)^n$$

Ou :

P_n : population future

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

n : nombre d'années (2045-2008= 37ans).

T : taux d'accroissement = 2%

Tableau I-6 : population future du centre urbain

Population en 2008	Taux d'accroissement	Population à l'an 2030	Population à long terme 2045
129410 hab.	2%	201880 (hab.)	271704 (hab.)

I.8.Situation hydraulique :

I.8.1.Réseau d'AEP :

Avec une pluviométrie de 1200 mm/an, la wilaya de Jijel est considérée parmi les régions les plus pluvieuses en Algérie, elle reçoit chaque année des apports d'eaux de pluie très importants, qui ruissellent généralement vers les principaux Oued existants dans la wilaya :

- **Oued EL KEBIR** : Il prend naissance de la jonction de Oued RHUMEL et de Oued ENDJA, traverse les communes d'EL MILIA et d'EL ANCER et se déverse dans la mer au niveau de la région de BENI BELAID, il a une superficie de 1100 Km
- **Oued NIL** : Il prend naissance dans la région de Mila est traverse les Communes de OULED ASKER, CHAHNA, EL KENNAR, TAHER et CHEKFA et se déverse dans la mer dans la région de BAZOUL, il a une superficie de 320 Km
- **Oued DJEN- DJEN** : Il prend naissance au niveau des montagnes des BABOUR, et constitué de trois étages bioclimatiques
- Partie supérieur : Barrage d'ERRAGUNE
- Partie centrale : Oued MISSA et TABELLOUT
- Partie maritime : AZZOUANE et Taher
- **Oued KISSIR**
- **Oued MENCHA**
- **LES EAUX SUPERFICIELLE :**

Les ressources en eau superficielles qui représentent près de 50% des précipitations se résument essentiellement comme suit :

1. Ecoulements: 1,2 Milliard m³/An
2. Potentialités: 758 Millions m³/An
3. Ressources : Mobilisé: 435 Millions m³/An

- **LES EAUX SOUTERRAINES :**
 1. Potentialités: 74 Millions m³
 2. Potentialités: Mobilisé: 60 Millions m³/An

- **MOBILISATION DES EAUX SUPERFICIELLE :**

1) **Barrage EL AGREM:** situé a 12 Km au sud- Est de la ville de Jijel, sur l'oued EL AGREM dans la commune de KAOUS, avec une capacité de 34 Hm³/An

2) **Barrage d'ERRAGUENE:** situé sur l'oued DJEN-DJEN dans la commune d'ERRAGUENE.

3) **Barrage de KISSIR:** situé a 14 Km coté Ouest de la ville de Jijel et a 6 Km de la ville d'El Aouana, sur l'oued de KISSIR dans la commune d'EL AOUANA, avec une capacité de 68Hm³/An.

4) **Barrage de MCHAT:** situé a 3 Km en amont de la rencontre des oueds BOUSSIABA et Oued M'CHAT dans la commune d'EL MILIA, avec une capacité de 120Hm³ /An.

La ville de JIJEL est alimentée à partir d'un barrage de capacité de 68 Hm/An. Une dotation suffisante est donnée actuellement à chaque habitant, estimé à 250l/j/hab.

I.8.2.Réseau d'Assainissement :

La reconnaissance et la vérification des ouvrages du réseau d'assainissement existant sont utiles pour trois raisons :

- se rendre compte de l'état de ces ouvrages afin de s'assurer de leur bon fonctionnement.
- on peut ainsi juger quels types d'ouvrages et quels types de constructions se sont avérés particulièrement avantageux et lesquels sont sujet à des critiques et des améliorations.
- il faut s'assurer que les hypothèses qui ont jadis étaient à la base de la conception, ont bien fait leurs preuves et se sont avérés comme étant d'un intérêt pratique.

Le réseau d'assainissement de la ville de Jijel est réseau unitaire.

I.9.Conclusion :

La ville de Jijel a un bon climat (Méditerranéen), et une bonne situation hydrogéologique vue le nombre de barrages.



Chapitre **II**

*Origine et Nature des eaux
usées*

Chapitre II : origine et nature des eaux usées

II.1.Introduction :

Les eaux usées sont les eaux qui ont été utilisées et qui doivent être traitées avant d'être réintroduites dans les milieux aquatiques pour qu'elles ne causent pas de pollution et de problèmes de santé publique.

Les eaux usées, aussi appelées « effluents » ou eaux polluées.

II.2.origine et nature des eaux usées :

Les rejets polluants qui se mélangent aux eaux naturelles ont diverses origines qui permettent leur classification en :

II.2.1.Eaux usées domestiques :

Les eaux usées domestiques sont jugées dangereuses en raison de leur forte teneur en germes et de leurs propriétés infectieuses. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique.

Les eaux usées domestiques peuvent provenir de trois origines possibles :

II.2.1.1.Les Eaux des cuisines :

Les eaux des cuisines sont riches en corps gras et détergeant mais ne présentent pas (ou peu) de bactéries hors les eaux d'épluchage.

II.2.1.2.Les Eaux de douches et des bains :

Contiennent des bactéries saprophytes de la peau et des détergents

II.2.1.3.Les Eaux vannes :

Véhiculent les matières fécales et l'urine.les matières fécales contiennent des bactéries d'origine entérique (c'est -à-dire lié aux intestins).

II.2.2.Eaux usées industrielles :

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

Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir :

- Des graisses (industrie agro-alimentaire, équarrissage...)
- Sels métalliques (traitement de surface, métallurgie...)
- Acides, bases, produits chimiques divers (industrie chimique, tannerie ...)
- Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques)

- Hydrocarbures (raffineries)
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitements des déchets radioactifs)

II.2.3.Eaux usées agricoles :

Les eaux agricoles proviennent essentiellement des fermes ou des cultures.

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

- Les pesticides mettent en danger l'homme par leur toxicité.
- Les nitrates provoquent l'eutrophisation, c'est-à-dire la prolifération intense des algues.

Les eaux usées agricoles atteignent les cours d'eau par ruissellement de surface ou par l'écoulement souterrain par conséquent les différents polluants d'origine agricole ne peuvent donc pas être recueillis et traités ultérieurement dans une station d'épuration.

II.2.4.Eaux de ruissellement:

Elles sont constituées par l'ensemble des eaux usées de pluie. Ce sont des eaux issues de ruissellement ; des toitures ; terrasses ; parking et des voies de circulation (huile de vidange, carburant, débit de pneu et les métaux lourds).

Elles contiennent aussi des bactéries associées aux poussières, aux particules d'argile déposées sur les toits et les rues mais aussi des dépôts de boues accumulées dans les égouts et entraînées par le débit plus élevé des eaux d'égout par temps de pluie.

II.3.pollution des eaux usées :

L'eau est le réceptacle de rejets d'habitations, de collectivités et d'industries. Il est donc inévitable qu'il y ait des souillures. Celles-ci s'infiltreront dans le sol où elles peuvent polluer les eaux souterraines; ou bien s'écouleront sur le sol ou dans les égouts et sont évacuées soit dans le cours d'eau, soit directement dans la mer. Il est à considérer, de façon générale, que la pollution des eaux est une conséquence de l'homme mis à part les phénomènes naturels.

II.3.1.les différents types de pollution :

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- Pollution organique
- Pollution minérale
- Pollution toxique
- Pollution microbiologique

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

II.3.1.1. pollution organique :

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante d'autant plus que dans son acceptation la plus large, cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités (urbaines, industrielles, artisanales et rurales) chaque activité rejette des composés spécifiques biodégradables ou pas.

On distingue pour les eaux usées urbaines les matières organiques banales (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non ioniques), les huiles et goudrons.

II.3.1.2. pollution minérale :

Il s'agit principalement d'effluents industriels contenant des substances minérales tels que :

Les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques, le plomb, le mercure, le chrome, le cuivre, le zinc et le chlore.

Ces substances suscitent :

- Peuvent causer des problèmes sur l'organisme de l'individu.
- Perturbent l'activité bactérienne en station d'épuration.
- Affectant sérieusement les cultures

II.3.1.3. pollution toxique :

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

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

Effet de certains métaux sur la santé sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Effet de certains métaux sur la santé

Particules	Toxicités
Plomb	Troubles du système nerveux, affection du foie et des reins.
Cadmium	Affections respiratoires, troubles rénaux
Mercure	Troubles du système nerveux (mémoire, fonctions sensorielles de coordination).
Nickel	Maladies respiratoires, asthme, malformations congénitales, cancers.
Chrome	Cancers, troubles dermatologiques, anémie.

II.3.1.4. pollution microbiologique :

C'est une pollution d'origine humaine ou animale ; elle est engendrée par les rejets urbains. Elle est dangereuse surtout s'il y'a dans l'eau des micro-organismes pathogènes (E-coli, streptocoque fécaux...) qui peuvent être à l'origine des maladies infectieuses.[1]

Les germes pathogènes susceptibles d'être présents dans les eaux usées sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2 : les germes pathogènes rencontrés dans les eaux usées

Germes	Organismes	Maladies
Les bactéries pathogènes	Salmonelles Shigelles	Typhoïde Dysenterie
Entérobactéries	Colibaciles Leptospires Mycobactéries	Tuberculose
Vibrions	Vibrio coma	Choléra
Les virus	Entérovirus Réovirus Adénovirus Rotavirus	Poliomyélite, méningite Affections respiratoires Diarrés
Les parasites Les champignons	Taenia, ascaris	Lésions viscérales Eczémas, maladies de la peau

II.3.2.les paramètres de pollution :

La pollution des eaux usées se présente sous trois formes principales

- Physique.
- Chimique.
- Biologique.

II.3.2.1.les paramètres physiques :

II.3.2.1.1.la température :

Il est indispensable de connaître la température d'une eau. En effet, elle joue un rôle très important dans la solubilité des sels et surtout des gaz, et la détermination du PH. La mesure de la température est très utile pour les études limnologique et le calcul des échanges. Elle agit aussi comme un facteur physiologique agissant sur le métabolisme de croissance des micro-organismes vivant dans l'eau.

II.3.2.1.2.l'odeur :

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable, par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde.

II.3.2.1.3.la couleur :

La couleur de l'eau d'égout d'origine domestique est normalement grisâtre ; une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle.

II.3.2.1.4.les matières en suspension (MES):

Il s'agit de matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales. La matière en suspension comporte des matières organiques et des matières minérales. Toutes les matières en suspension ne sont pas décantables, en particulier les colloïdales retenus par la filtration. Deux techniques sont actuellement utilisées pour la détermination des matières en suspension, elles font appel à la séparation par filtration directe ou centrifugation.

Les charges en MES :

- Réseau séparatif : 70 g/Eq-hab.j
- Réseau unitaire : 70 à 90 g/Eq-hab.j

II.3.2.1.5.les matières volatiles en suspension (MVS):

Elles représentent la fraction organique des matières en suspensions. Ces matières disparaissent au cours d'une combustion et sont mesurées à partir des matières en suspension (résidu à 105° c) en les calcinant dans un four à 525° c pendant 2 heures.

Les matières en suspension représentent en moyenne 70 % de la teneur en MES pour les effluents domestiques.

II.3.2.1.6.les matières minérales en suspension (MMS):

C'est la différence entre les matières en suspension (MES) et les matières volatiles en suspension (MVS).

$$MMS = MES - MVS$$

Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice, poussières par exemple.

II.3.2.1.7.les matières décantables et non décantables :

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné (2 heures) suivant des conditions opératoires particulières (utilisation d'un cône d'IMHOFF, ou l'éprouvette cylindro-conique du docteur coin).

II.3.2.2.les paramètres chimiques :

II.3.2.2.1.le PH :

Le PH mesure la concentration des ions H^+ dans l'eau. Ce paramètre caractérisé un grand nombre d'équivalent physico-chimique. La valeur du PH altère la croissance et la reproduction des micro-organismes existants dans une eau, la plupart des bactérie peuvent croitre dans une gamme de PH comprise entre 5 et 9, l'optimum est situé entre 6,5 et 8,5 , des valeurs de PH inférieures à 5 ou supérieures à 8,5 affectent la croissance et survie des micro-organismes aquatiques selon l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS).

II.3.2.2.2.l'oxygène dissous :

L'oxygène toujours présent dans l'eau, n'en est pas un élément constitutif. Sa solubilité est fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité. L'oxygène dissous conserve ses propriétés oxydantes, soit par une réaction purement chimique, soit par des phénomènes électrochimiques d'où son importance dans le phénomène de corrosion. la teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10mg/l. Elle est fonction de l'origine de l'eau : les eaux superficielles contiennent des quantités relativement importantes proches de la saturation ; par contre, les eaux profondes n'en contiennent le plus souvent que quelques milligrammes par litre.

II.3.2.2.3.la demande biochimique en Oxygène (DBO5) :

La demande biochimique en oxygène (DBO) c'est la quantité d'oxygène nécessaire à la dégradation de la matière organique biodégradable d'une eau par le développement des micro-organismes, pendant 5 jours à 20°C, on parle alors de la DBO5, qui est exprimée en mg O_2/l , la DBO5 pour les eaux usées domestiques vaut 77 % de la DBO_{ultime} .

La concentration organique des eaux usées, telle que mesurée par sa DBO, est un des plus important critères utilisés dans la conception d'une installation de traitement des eaux usées afin de déterminer le degré de traitement nécessaire. Pour déterminer l'efficacité du traitement et prévoir l'impact des effluents sur les eaux réceptrices, on effectue des tests de DBO, ou de dosage de la concentration des eaux usées, avant et après le traitement.

Une loi empirique a été établie pour la DBO :

$$DBO_t = DBO_{ultime} (1 - e^{-Kt})$$

DBO_t : quantité d'oxygène consommée ou DBO exercée au temps t .

DBO_{ultime} : quantité d'oxygène consommée par la réaction, limitée à l'oxydation carbonée.

K : constante cinétique moyenne, pour les eaux usées sa valeur est de l'ordre de $0.2 j^{-1}$

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

- Réseau séparatif : 54 g/Eq-hab/j
- Réseau unitaire : 70 g/Eq –hab/j
- Réseau pseudo-séparatif : 60 g/Eq-hab/j

II.3.2.2.4. la demande chimique en Oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène (DCO) c'est la quantité nécessaire d'oxygène pour oxyder la matière organique (biodégradable ou non) d'une eau à l'aide d'un oxydant, le bichromate de potassium. Ce paramètre offre une représentation plus ou moins complète des matières oxydables présente dans l'échantillon. Elle est exprimée en mg O₂/l.

La DCO théorique des composées organiques peut être calculé par la base de la réaction d'oxydo-réduction.

- Relation entre la DBO et la DCO :

Sachant que la DBO_{ultime} concerne 90% environ de la DCO donc on aura :

$$DCO = \frac{DBO \text{ ultime}}{0.9}$$

- La notion de biodégradabilité :

Le rapport $\frac{DCO}{DBO5}$ est utilisé comme index de biodégradabilité des eaux usées on distingue trois cas cités dans le tableau suivant : [2]

Tableau II.3 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)

$\frac{DCO}{DBO5}$	Caractéristiques de l'eau
$\frac{DCO}{DBO5} < 2$	Facilement biodégradable donc on peut envisager un traitement biologique.
$2 < \frac{DCO}{DBO5} < 3$	L'effluent biodégradable à condition de mettre en place un traitement adéquat (on ajoute des bactéries).
$\frac{DCO}{DBO5} > 3$	Non biodégradable un traitement physico-chimique s'impose.

II.3.2.2.5.les nutriments :

- **Matières azotées :**

L'azote rencontré dans les eaux peut avoir un caractère organique ou minéral, Il se présente sous quatre formes :

- L'azote organique se transforme en azote ammoniacal.
- L'azote ammoniacal (NH_4^+) traduit un processus d'ammonification de la matière organique azotée. Les ions ammoniums subissent une nitrification par action des bactéries nitrifiantes.
- L'azote nitreux (NO_2^-) provient d'une oxydation incomplète de l'azote ammoniacal ou par une réduction des nitrates par dénitrification. Les nitrites sont instables et sont rapidement transformés en nitrates.
- L'azote nitrique (NO_3^-) est produit par nitrification de l'azote ammoniacal. Il joue un rôle important dans le développement des algues et participe au phénomène d'eutrophisation.

Dans les eaux usées, l'azote se trouve principalement sous forme ammoniacale.

Les concentrations des formes oxydées de l'azote sont faibles.

- **Composés phosphorés :**

Le phosphore est l'un des composants essentiels de la matière vivante. Les composés phosphorés ont deux origines, le métabolisme humain et les détergents. Dans les eaux usées, le phosphore se trouve soit sous forme d'ions orthophosphates isolés, soit sous forme d'ions phosphates condensés ou sous forme d'ions phosphates condensés avec des molécules organiques. Les orthophosphates correspondent au groupement (PO_4^{-3}), ces phosphates sont fixés facilement par le sol, leur présence dans les eaux souterraines est souvent liée à la nature des terrains traversés, à la décomposition de la matière organique, aux engrais phosphatés industriels entraînés par lessivage ou par infiltration. Les polyphosphates sont utilisés comme agents d'émulsification, de dispersion, d'inhibition...et sont utilisés dans des domaines aussi divers que les industries de poudres à laver, les industries pharmaceutiques comme inhibiteurs de précipitation et de corrosion.

II.3.2.3.les paramètres biologiques :

Les microorganismes pathogènes présents dans les eaux usées peuvent être classés en quatre groupes principaux :

II.3.2.3.1.les bactéries pathogènes :

Essentiellement des entérobactéries : salmonelles (fièvres typhoïdes, toxi-infection), shigelles (bacilles dysentériques), colibacilles, auxquelles il faut ajouter les leptospires, les mycobactéries (bacilles de tuberculose).

II.3.2.3.2.les virus :

Représentés par :

- Les entérovirus : poliovirus, coxsachie A et B et schovirus (méningites).
- Les réovirus et les adénovirus (affections respiratoires).
- Le virus de l'hépatite A.

II.4.les normes de rejet :

La qualité des eaux usées avant leur rejet dans le milieu naturel doit répondre aux normes citées dans le tableau ci-dessous.[1]

Tableau II.4: normes de rejets de l'O.M.S appliqué en Algérie

Paramètres	Normes
Température(°C)	30
PH	6,5- 8,5
O2 (mg/l)	5
DBO5 (mg/l)	30- 40
DCO (mg/l)	90 – 120
MES (mg/l)	30
Zinc (mg/l)	2
Chrome (mg/l)	0,1
Azote total (mg/l)	50
Phosphates (mg/l)	2
Hydrocarbures (mg/l)	10
Détergents (mg/l)	1
Huiles et graisses (mg/l)	20

II.5.Conclusion :

Une bonne connaissance de la nature et des proportions des différents polluants cités auparavant est indispensable pour un choix adéquat du procédé d'épuration des eaux usées et par conséquent un respect des normes de rejets.



Chapitre **III**

Procédés d'épuration



Chapitre III : procédés d'épuration

III.1.Introduction :

Le traitement des eaux usées a pour but de les dépolluer suffisamment pour qu'elles n'altèrent pas la qualité du milieu naturel dans lequel elles seront finalement rejetées, ou bien être réutilisée dans le cadre des mesures nécessaires à une bonne gestion de l'eau (recyclage), plus particulièrement en milieu industriel.

De l'arrivée à la station d'épuration jusqu'au rejet naturel, le traitement comporte en générale :

- prétraitements
- traitements primaires
- traitements secondaires

III.2.le Relevage :

Le transport des eaux usées dans les collecteurs se fait généralement par gravité, sous l'effet de leurs poids. Une station de relèvement permet d'acheminer les eaux dans la station d'épuration lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution. Cette opération de relèvement des eaux s'effectue grâce à des pompes submersibles ou à vis d'Archimède.

III.3.prétraitement :

Les prétraitements ont pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers, qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager les équipements. Il s'agit des déchets volumineux (dégrillage), des sables et graviers (désablage) et des graisses (dégraissage-déshuilage).

III.3.1.Dégrillage :

Les dégrilleurs assurant la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent il s'agit de grilles qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux entraînés par les eaux s'écoulant dans les canalisations d'assainissement.

III.3.2.Désablage :

Le désablage débarrasse les eaux usées des sables pour éviter leur sédimentation ultérieure. L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans un bassin appelé "désableur" entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité du lavage.

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0,2mm environ.

III.3.3. Dégraissage déshuilage :

Les opérations de dégraissage-déshuilage consistent à séparer de l'effluent brut, les huiles et les graisses par flottation. Ces derniers étant de densité légèrement inférieure à celle de l'eau. L'injection des micro bulles d'air permet d'accélérer la flottation des graisses.

Souvent ces opérations sont combinées dans un même ouvrage où la réduction de vitesse dépose les sables et laisse flotter les graisses ; enlève ainsi de l'eau les éléments grossiers et les sables de dimension supérieure à 200 microns ainsi que 80 à 90% des graisses et matières flottantes (soit 30 à 40% des graisses totales).

III.4. Traitements primaires :

Après les prétraitements, il reste dans l'eau une charge polluante dissoute et des matières en suspension. Les traitements primaires ne portent que sur les matières décantables (décantation primaire). Ils reposent essentiellement sur le principe de la séparation des constituants solides de la phase liquide par le processus de décantation et de sédimentation.

III.5. Traitements secondaires :

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

En cette étape, on distingue deux types de traitement à savoir : un traitement physico-chimique et un traitement par voie biologique.

III.5.1. Traitements physico-chimiques :

Les traitements physico-chimiques permettent d'agglomérer ces particules par adjonction d'agents coagulants et flocculant (sels de fer ou d'alumine, chaux...). Les amas de particules ainsi formés, ou floccs, peuvent être séparés de l'eau par décantation ou par flottation.

III.5.1.1. Coagulation :

La coagulation a pour but principal de déstabiliser les particules en suspension, c'est-à-dire de faciliter leur agglomération. En pratique ce procédé est caractérisé par l'injection et la dispersion rapide de produits chimiques.

III.5.1.2.Floculation :

La floculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration.

III.5.1.3.Décantation :

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules sont en général des particules de floc ou des particules résultant de la précipitation qui a lieu lors des traitements d'adoucissement ou d'élimination du fer et du manganèse. Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement. L'eau clarifiée située près de la surface, est dirigée vers l'unité de filtration.

III.5.1.4.Filtration :

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'y accumulent, il faut donc nettoyer ce milieu de façon continue ou de façon intermittente [3]

➤ Avantages :

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

➤ Inconvénients :

- peu adapté aux petites collectivités sans automatisation et sans personnel permanent ;
- élimination incomplète de la pollution organique et de l'azote ;
- coûts d'exploitation élevés (réactifs) ;

- automatisation de l'injection pas toujours satisfaisante pour faire face aux brusques variations de charge ;
- production importante de boues putrescibles.

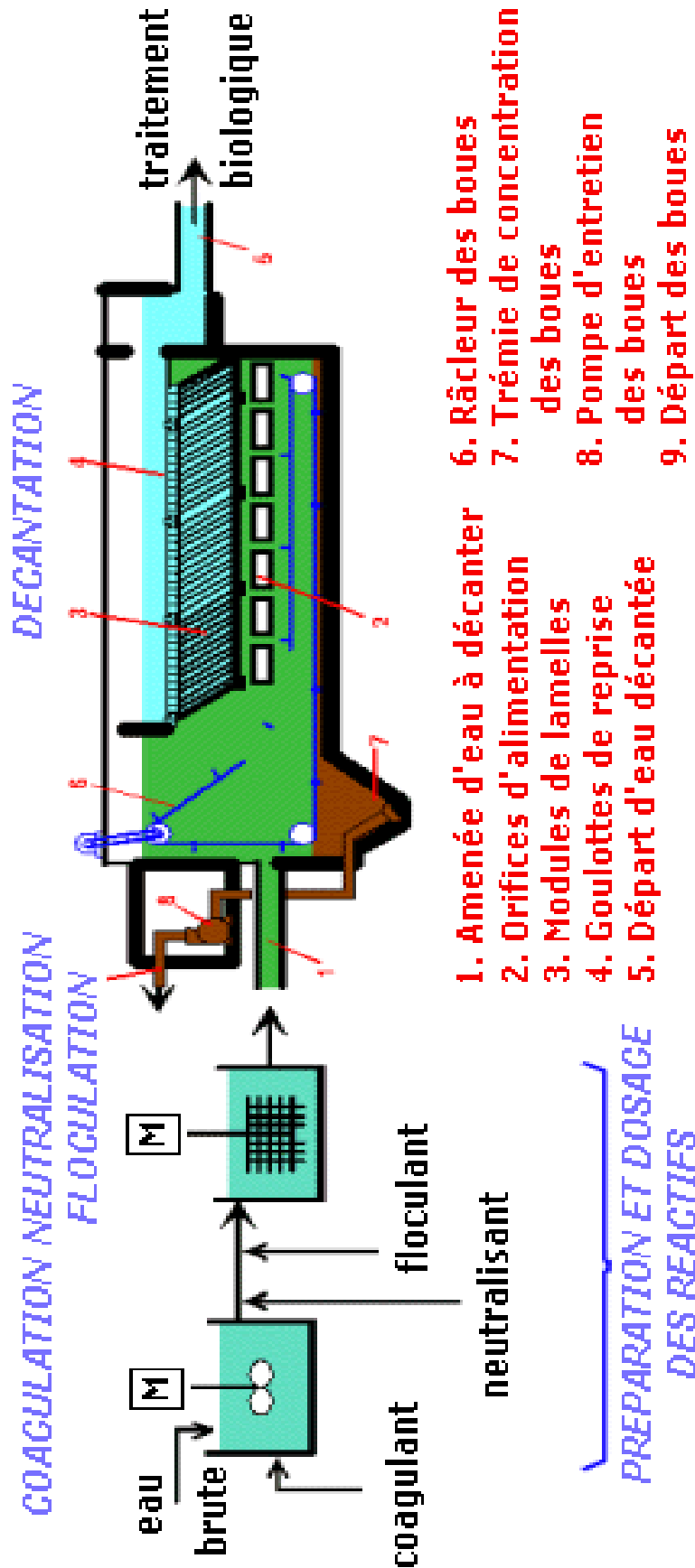


Figure III-1 : Traitement physico-chimique

III.5.2.Traitements Biologique :

Le traitement biologique des eaux résiduaires est basé sur les mêmes phénomènes que ceux de l'autoépuration naturelle des cours d'eau (rivières, lacs, barrages et mer) sous l'action des micro-organismes aquatiques.

Dans les ouvrages d'épuration biologiques, tous les processus sont intensifiés à cause des conditions artificielles plus favorables à la dégradation de la pollution organique.

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.

Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses.

La dégradation biologique s'accomplit en deux phases presque simultanées :

- une phase d'absorption, très rapide, au cours de laquelle les substances organiques s'absorbent sur la membrane extérieure des cellules.
- une phase d'oxydation, plus lente, au cours de laquelle a lieu l'oxydation des matières organiques en produits de décomposition tels que CO_2 et H_2O .

La vitesse de dégradation dépend de plusieurs paramètres tels que la quantité d'oxygène, la masse totale de micro-organismes, la température et surtout la nature des substances à traiter. [4]

Les principaux procédés d'épuration biologique sont :

III.5.2.1.les procédés biologiques extensifs :

Les solutions extensives correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration du réacteur biologique en organismes épurateurs est faible. Le système ne comporte pas de recyclage de liqueur bactérienne.

III.5.2.1.1.l'épandage :

La première technique d'épuration des eaux usées des agglomérations a été celle des champs d'épandage. Le système épurateur est donc constitué à la fois du sol et des cultures. Ce procédé permet d'enrichir le sol par les éléments nutritifs.

➤ **Avantage :**

- enrichissement du sol par les éléments nutritifs.

➤ **Inconvénients :**

- 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.

III.5.2.1.2. le lagunage :

Le lagunage est une technique d'épuration qui met en œuvre des bassins naturels dans lesquels séjourne l'eau à épurer pendant une période plus ou moins longue. Ci-après on a les différentes variantes de lagunage. [7]

A. Le lagunage naturel:

Le lagunage est un procédé d'épuration naturelle qui a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées.

Les plantes aquatiques sont ici 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.

➤ **Avantages :**

- généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH ;
- bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- faibles coûts d'exploitation ;
- bonne intégration dans l'environnement ;
- bonne élimination des pathogènes ;
- boues peu fermentescibles ;
- raccordement électrique inutile ;

- bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

➤ **Inconvénients :**

- emprise au sol importante ;
- contraintes de nature de sol et d'étanchéité ;
- variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ;
- nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ;
- élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
- difficultés d'extraction des boues ;
- pas de réglage possible en exploitation ;
- sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

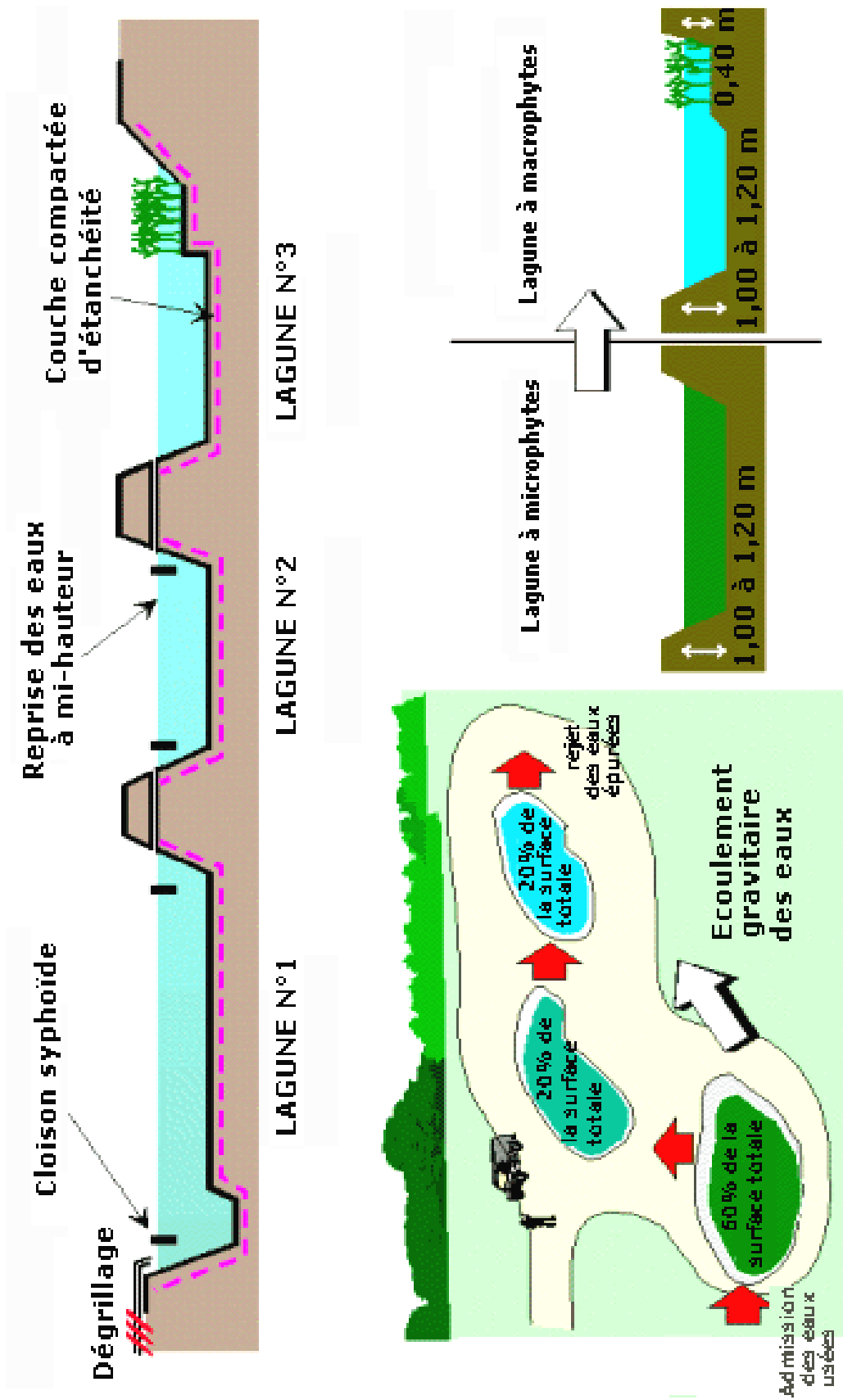


Figure III- 2 : Lagunage naturel

B. Le lagunage aéré :

C. Le lagunage anaérobie :

III.5.2.2.les procédés intensifs :

A. Le lit bactérien :

Ce traitement est basé sur le principe d'infiltration à travers le sol. Un lit bactérien se présente comme une colonne circulaire pouvant atteindre 4 à 5 mètres de hauteur dans laquelle se trouve un matériau poreux.

Les eaux à traiter ruissellent à la surface de la pellicule biologique qui prolifère sur le support, celle-ci renferme une forte concentration de bactéries et de champignons. Ces organismes absorbent et métabolisent la matière organique de l'effluent [4]

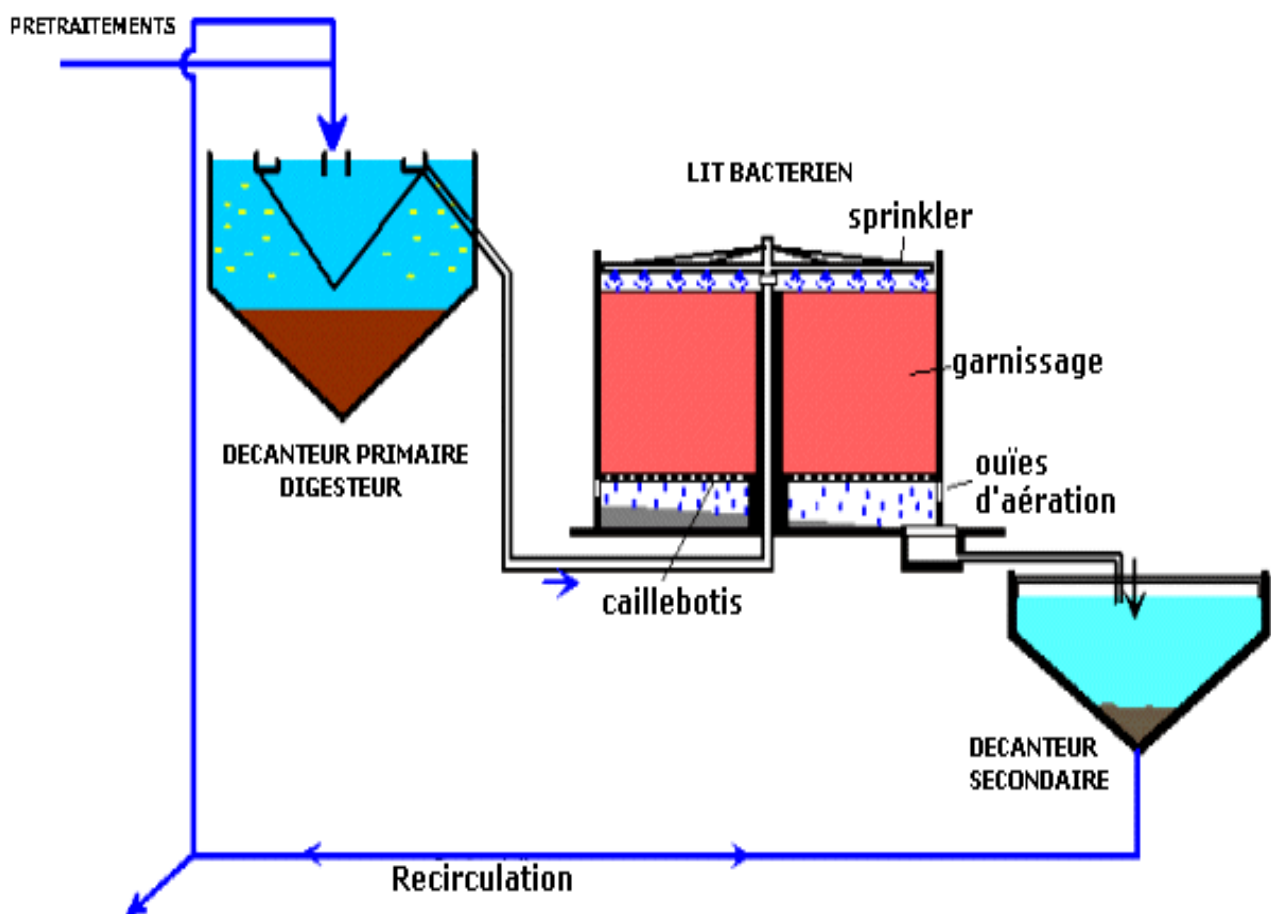


Figure III.3 : Lit bactérien

➤ **Avantages :**

- généralement adapté pour des collectivités de taille inférieure à 10 000 EH ;
- faible consommation d'énergie ;
- fonctionnement simple demandant peu d'entretien et de contrôle ;
- peut être installé en amont d'une station à boues activées afin de déconcentrer les effluents du type agroalimentaire ;
- bonne décantabilité des boues ;
- plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées.

➤ **Inconvénients :**

- coûts d'investissement assez élevés ;
- nécessité de prétraitements efficaces ;
- sensibilité au colmatage et au froid ;
- source de développement d'insectes (en cas de conception et/ou d'exploitation défectueuse) ;
- boues fermentescibles ;
- ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.

B. Le disque biologique :

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 alors un film bactérien. Lors de leur émergence, 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. [5]

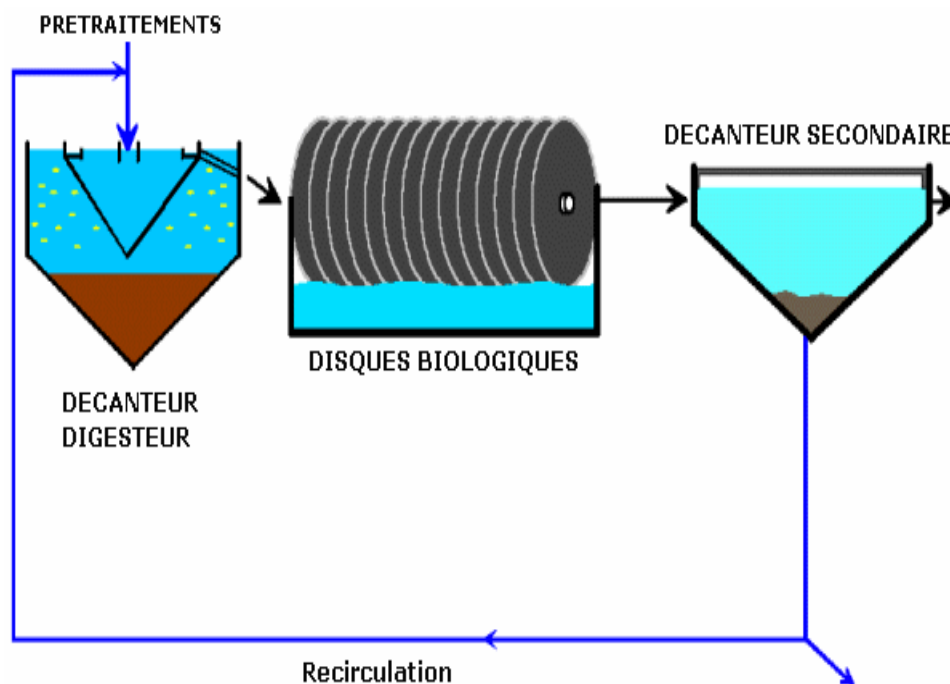


Figure III.4 : disque biologique

➤ **Avantages :**

- généralement adaptés pour les petites collectivités ;
- bonne décantabilité des boues ;
- faible consommation d'énergie ;
- fonctionnement simple demandant peu d'entretien et de contrôle ;
- plus faible sensibilité aux variations de charge que la technique des boues activées.

➤ **Inconvénients :**

- performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées, qui tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit par conséquent permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ;
- coûts d'investissement importants ;
- grande sensibilité aux variations de température ce qui crée une obligation de couverture ;
- boues putrescibles.

C. Epuration biologique par boues activées :

▪ Définition :

L'épuration par les boues activées est un procédé dont l'objectif est de reproduire , à l'échelle industrielle , les mécanismes du pouvoir auto épurateur des eaux naturelles du surface (lacs , rivière ,...etc.)

Cette appellation de boues activées trouve son origine dans l'observation lors d'une aération suffisante des eaux, de dépollution.

▪ Principe :

Ce traitement a pour but d'éliminer les matières organique biodégradables (solides, colloïdales ou dissoutes) contenues dans une eau usée par l'action de micro-organismes, essentiellement des bactéries, en présence d'oxygène dissous.

De plus, il peut (dans la mesure où il est conçu pour cela) transformer l'azote organique et ammoniacal en nitrates (nitrification).Ce procédé consiste à alimenter un bassin brassée et aérée (un bassin d'aération appelle généralement un bassin décantation) avec l'eau à épurer (effluent préalablement prétraité et décanté)L'aération peut être assurée en surface par des turbines, ou par le fond par des procédés de rampe de distribution de bulles d'air . Une culture bactérienne, dispersée sans forme des flocons (boues activées) se développe et forme avec l'eau usée une liqueur mixte. Après un temps de contact suffisant , permettant la fixation et l'assimilation de la matière organique , cette liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur (ou décanteur secondaire) ou s'effectue la séparation de l'eau épurée et des boues .Les boues décantées sont réintroduites en partie dans le bassin d'aération (recirculation des boues) pour maintenir un équilibre constant entre la quantité de pollution à traiter et la masse de bactéries épuratrice .les boues sont évacuées du système vers le traitement des boues (extraction des boues en excès) .

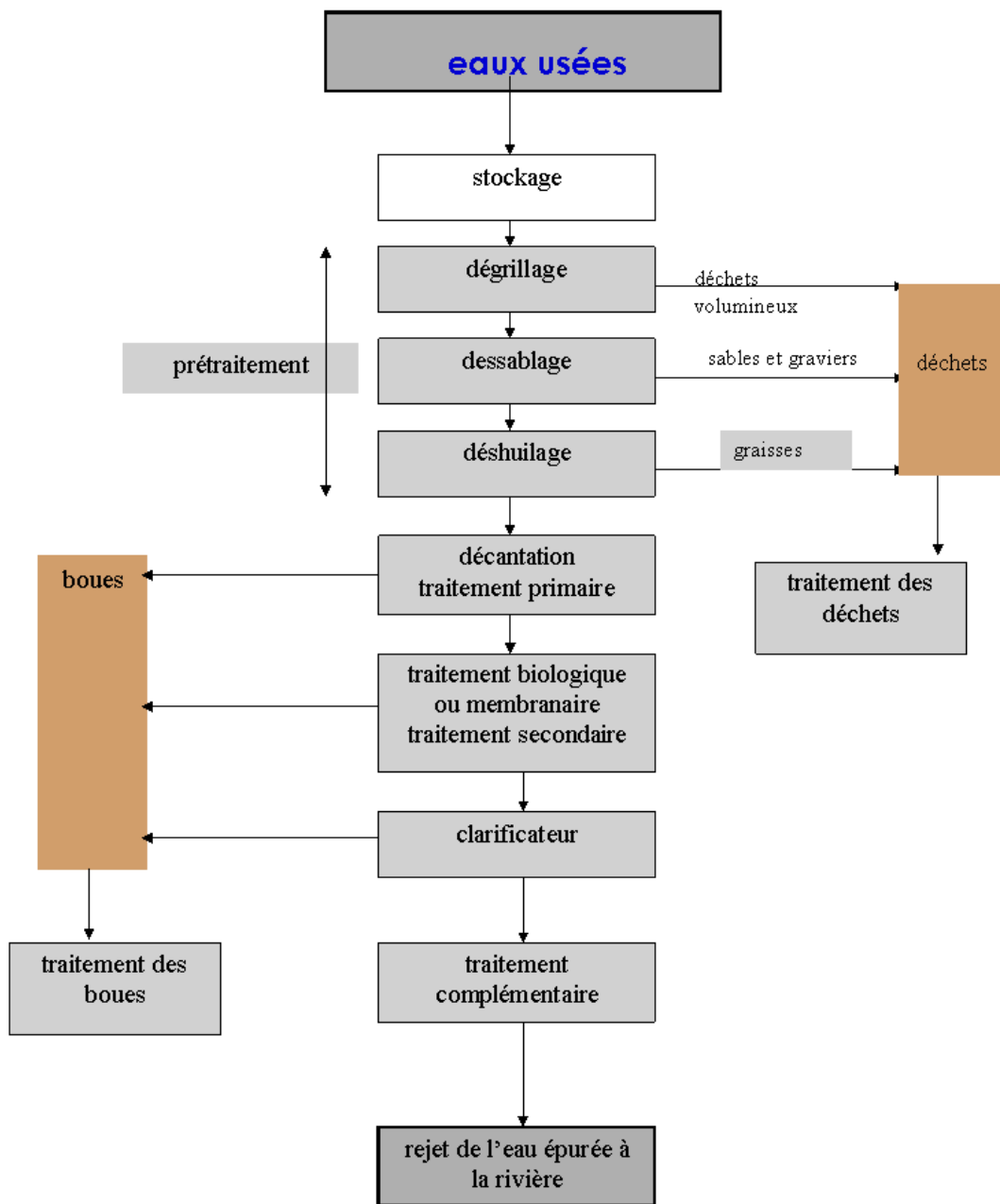


Figure III.5 : schéma de fonctionnement d'une station à boues activées

▪ **Classement des procédés par boues activées :**

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

Charge massique

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité de pollution dont le substrat introduit dans ce réacteur et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur. Cette notion

C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement du boue activée, tel que :

- Le rendement épuratoire.
- La production des boues
- Le degré de stabilisation de boues en excès produites
- Les besoins en oxygène ramenés à la pollution éliminés. [8]

Charge volumique

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO_5 au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique. [8]

▪ Age des boues :

L'Age des boues A_b est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. Cette notion d'Age de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications. [8]

Tableau III-1 : classement des procédés par boues activées.

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

Remarque :

- Les rendements annoncés sont donnés dans l'hypothèse d'une bonne séparation de tous les éléments décantables de la liqueur de boues activées.
- Sur des effluents industriels concentrés, les rendements d'épuration sont supérieurs à ceux annoncés ci-dessus. [9]

▪ **Choix du procédé d'épuration :**

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

Procédé à forte charge :

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

Procédé à moyenne charge :

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

Procédé à faible charge :

Ce procédé est utilisé pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyenne collectivités.[10]

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 ; - Consommation énergétique importante ; - 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 aisée 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 ; - Prend un petit espace dans le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le temps de séjour dans le bassin ; - Investissement coûteux ; - Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ; - Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

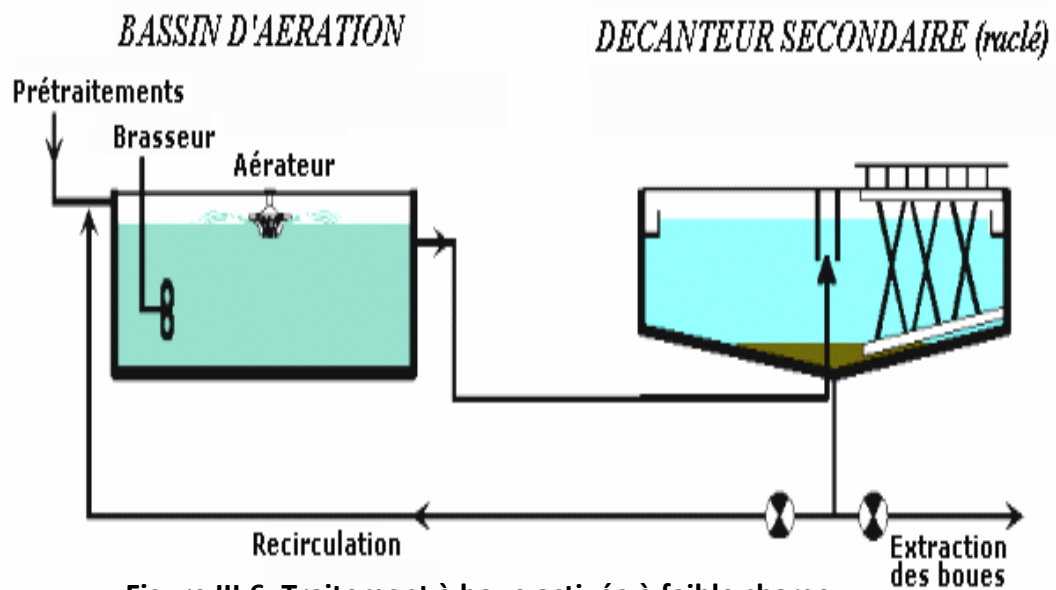


Figure III.6: Traitement à boue activée à faible charge

D. Paramètres influençant le processus épuratoire :

- **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. [11]

- **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. [11]

- **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. [12]

▪ 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. [13]

▪ 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. [11]

➤ 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.

➤ Inconvénients :

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

III.5.3. Traitement tertiaire :

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables et échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants. Si une éventuelle réutilisation de cette eau est envisagée, il convient par conséquent d'utiliser des procédés d'élimination de cette pollution résiduelle. On parlera donc de correction chimique ce qui permettra de donner à l'eau une qualité meilleure pour sa réutilisation. La principale méthode utilisée est la désinfection par le chlore, qui doit être appliquée avec des doses très fortes et des temps de contact longs. Mais il convient de signaler suite à cette opération, des toxiques pour la vie aquatique peuvent être formés, il faut donc procéder à une opération de déchloration avant le rejet.

A côté de la désinfection par le chlore, d'autres procédés existent également mais qui restent pratiquement inutilisables dans les domaines de l'épuration des eaux usées. Ceci

peut conduire à une eau de qualité. On peut citer par exemple l'échange ionique et l'adsorption sur du charbon actif.

Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne se représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements mais aussi celui d'un personnel hautement qualifié. [6]

III.6.Conclusion :

Ces différents procédés permettent d'obtenir une eau débarrassée d'une grande partie des polluants et des boues constituant un sous produit de l'épuration. L'eau épurée enfin être rejetée dans le milieu naturel sans risque majeur.

Dans notre cas on va utiliser l'épuration par boues activées car :

- Donne un rendement assez appréciable.
- Un temps de séjour de la pollution réduit.
- Dans le cas d'une variante à faible charge l'exploitation de la station est très simplifiée.
- Très bonne élimination des paramètres de pollution.



Chapitre **IV**

*Le dimensionnement de la
station*



Chapitre IV : Le dimensionnement de la station

IV.I. Les prétraitements

IV.I.1.Introduction :

Les prétraitements ou traitements préliminaires, permettent d'éliminer les matières grossières véhiculées par l'effluent tels que : papiers, débris de toute sorte ainsi que les sables et les huiles, pour éviter le colmatage et la corrosion des canalisations et pour ne pas perturber le fonctionnement des ouvrages ultérieurs.

Les prétraitements sont réalisés en tête d'une station d'épuration ou sur le lieu de production de nuisances. Les données de base sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV.I.1 : Les données de base de la station

Données	Unité	2015	2030	2045
-équivalent habitant	eq .hab	150000	201880	271704
-débit moyen journalier	m^3 / j	30000	40376	54340.8
- débit de pointe par temps sec	m^3 / j	48900	65233.37	86928.21
- débit de pointe par temps de pluie	m^3 / j	90000	121128	163022.4
- débit moyen horaire	m^3 / h	1250	1682.34	2264.2
- débit diurne	m^3 / h	1875	2523.5	3396.3
- MES	kg/j	12000	14131.6	19019.28
- DBO5	kg/j	9000	12112.8	16302.24

IV.1.2. Le dégrillage :

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

En fonction de l'espacement des barreaux des grilles on distingue différents type de dégrillages :

Tableau IV.1.2 : le type de dégrillage en fonction de l'espacement des barreaux

Type de dégrillage	Espacement entre les barreaux
Dégrillage grossier	30 – 100mm
Dégrillage moyen	10 – 25mm
Dégrillage fin	3 – 10mm

L'élimination des matières retenues par les barreaux des grilles peut s'effectuer manuellement ou mécaniquement, on distingue :

IV.1.2.1. Les grilles manuelles :

Elles sont composées des barreaux inclinés de 60° à 80° par rapport à l'horizontal et sont munies de by-pass pour éviter les débordements en cas d'obstruction. Elles nécessitent un nettoyage quotidien à l'aide d'un râteau. Ce type de grilles est utilisé dans les petites installations, l'espacement minimum entre les barreaux est de 30cm.

IV.1.2.2. Les grilles mécaniques :

Elles sont destinées pour les stations dont le nombre d'équivalent habitant est supérieur ou égale à 2000 habitants.

La manœuvre automatique de la grille permet d'éviter le colmatage rapide des canalisations. On trouve deux types de ces grilles :

➤ Grilles courbes :

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

➤ Grilles droites :

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

IV.1.3. Calcul du dégrilleur :

IV.1.3.1 horizon 2030 :

➤ la largeur des grilles :

La largeur de la grille est calculée par l'expression suivante :

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

B : largeur de la grille

h_{\max} : hauteur maximale admissible sur une grille.

β : fraction de la surface occupée par les grilles.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots \dots (IV.2)$$

On a pour : les grilles grossières : $d = 2\text{cm}$, $e = 5$ à 10cm .

Les grilles fines : $d = 1\text{cm}$, $e = 0,3$ à 1cm .

Tel que : d : épaisseur des barreaux (cm)

e : espacement des barreaux.

S : surface de passage de l'effluent $S = \frac{Q_P}{V} \dots (IV.3)$

Q_P : Débit de pointe (m^3 / s).

V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

$V = (0.6 - 1.40)m / s$ Au débit de pointe.

σ : Coefficient de colmatage des grilles.

$\sigma = 0,5$ pour un dégrillage automatique.

$\sigma = 0,25$ pour un dégrillage manuel.

En remplaçant la surface par sa formule l'expression devient comme suit :

$$B = \frac{Q_P \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \dots (IV.4)$$

IV.1.3.1.1. Le dégrillage grossier:

On a : $Q_P = 1,402 m^3 / s$

On prend $\alpha = 80^\circ$

$V = 1 m / s$

$h_{\max} = 1.2 m$

$\sigma = 0.5$ (Dégrillage automatique)

$d = 2 \text{ cm}$ et $e = 5 \text{ cm}$, donc $\beta = 0.29$

On obtient :

$$B = \frac{1,402 * \sin 80^\circ}{1,1,2.(1 - 0,29).0,5} = 3,24 \text{ m}$$

On prend $B = 3,24 \text{ m}$

IV.1.3.1.2. Le dégrillage fin :

Pour le dégrillage fin, on prend : $e = 0,5 \text{ cm}$, $d = 1 \text{ cm}$

Ce qui donne $\beta = 0,67$

$$B = \frac{1,402.\sin 80^\circ}{1,1,2.(1 - 0,67).0,5} = 6,98 \text{ m}$$

On prend: $B = 6,98 \text{ m}$

IV.1.3.2. horizon 2045:

IV.1.3.2.1 Le dégrillage grossier :

On a : $Q_p = 1,887 \text{ m}^3 / \text{s}$

On prend : $\alpha = 80^\circ$

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

$$h_{\max} = 1.2 \text{ m}$$

$\sigma = 0.5$ (Dégrillage automatique)

$d = 2 \text{ cm}$ et $e = 5 \text{ cm}$, donc $\beta = 0.29$

On obtient :

$$B = \frac{1,887 * \sin 80^\circ}{1,1,2.(1 - 0,29).0,5} = 4,36m$$

On prend $B = 4.36m$

IV.1.3.2. le dégrillage fin :

Pour le dégrillage fin, on prend : $e = 0,5cm$, $d = 1cm$

Ce qui donne $\beta = 0,67$

$$B = \frac{1,887.\sin 80^\circ}{1,1,2(1 - 0,67).0,5} = 9,38m$$

On prend : $B = 9.38m$

IV.1.3.3. Calcul des pertes de charge :

Pour le calcul du dégrilleur, Kirschmer 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 :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots (IV.5)$$

Avec:

ΔH : perte de charge(m).

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

d : espacement entre les barreaux (cm).

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

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

IV.1.3.3.1. La grille grossière :

On a :

$$\beta = 1,75 \text{ (Barreaux ronds)}$$

$$d = 2\text{cm}, e = 5\text{cm}, \alpha = 80^\circ, V = 1\text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,75 \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}80^\circ = 0,026\text{m}$$

$$\Delta H = 2,6\text{cm}$$

IV.1.3.3.2. la grille fine :

On a : $\beta = 1,75$ (barreaux ronds)

$$d = 1\text{cm}, e = 0,5\text{cm}, \alpha = 80^\circ, V = 1\text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,75 \left(\frac{1}{0,5}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}80^\circ = 0,22\text{m}$$

IV.1.4. Le dessablage-déshuilage :

IV.1.4.1 . Le dessablage :

Le déssableur a pour but de piéger les matières minérales de diamètre supérieur à 0,2 mm, du gravier et du sable de façon à éviter les dépôts dans les conduites et protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion. La vitesse de chute des particules dépend de la nature de ces particules et de leur diamètres et la viscosité du liquide dont elle se trouve. La technique de dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de

tranquillisation où il est tenté d'obtenir une vitesse constante quelque soit le débit. Une vitesse de 0,3m/s permet un dépôt de la majeure quantité des matières minérales contenues dans l'eau. On distingue différents types de dessableur à savoir :

➤ dessableur rectangulaire à couloir :

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

➤ dessableur à couloir à vitesse constante :

Pour maintenir la vitesse constante dans ce type de dessableur on se base sur le canal venturi.

➤ dessableur circulaire :

Ce type de dessableur est alimenté tangentiellement et dans lequel les sables sont projetés vers les parois et en décrivant une spirale à axe vertical. La vitesse de passage est de l'ordre de 0,8m/s.

➤ dessableur rectangulaire aéré :

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

- décantation des grains de sable seulement par contre la matière organique reste en suspension.

- détachement de la matière organique fixée sur le sable par effet de tourbillonnement.

- un rafraîchissement des eaux par l'apport d'oxygène.

➤ dessableur aéré à fond plat :

L'eau est admise sur toute la largeur du bassin par le côté opposé. Les sables sont recueillis par raclage.

IV.1.4.2. le dégraissage-déshuilage :

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

➤ Les séparateurs statiques :

Ces ouvrages jouent simplement sur la différence de densité entre la graisse et l'eau. Si la vitesse d'écoulement est faible, les particules grasses flottent à la surface où sont récupérées par raclage.

➤ Les dégraisseur-déshuileur aérés :

Pour les eaux usées d'origine domestiques, le dégraissage est généralement couplé par un dessablage.

Ce type d'ouvrage comprend une zone aérée par insufflation d'air par le bas, suivi d'une zone de sédimentation ou de tranquillisation.

Les fines bulles d'air injectées s'absorbent sur les particules grasses et accélèrent leur montée ; Leur élimination se fait en surface par raclage manuel ou mécanique.

➤ le déshuileur longitudinal :

C'est un bassin rectangulaire équipé d'aérateur et de système de raclage de fond et de surface. Il est recommandé lorsque la concentration en graisse est très importante.

IV.1.4.3. Le calcul de déssableur -déshuileur :

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

L'insufflation de l'air permet la remontée des huiles en surface et seront éliminés par raclage, et les sables c'est par sédimentation.

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

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

Où :

V_e : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement)

V_s : Vitesse de sédimentation.

L : Longueur de bassin.

H : Profondeur du bassin. $H = 1$ à $2,5m$.

Le déssableur doit être dimensionné dans l'un des rapports suivants :

$$\frac{L}{H} = 10 \text{ à } 15 \text{ ou } \frac{L}{H} = 3.$$

La vitesse d'écoulement doit être comprise dans l'intervalle $0,2 < V_e \leq 0,5$ (m/s).

La vitesse de sédimentation doit être comprise dans l'intervalle $40 < V_s < 70$ ($m^3 / m^2 / h$).

Pour le dimensionnement, on prend :

$$V_e = 0,5m/s$$

$$V_s = 65m/h = 0,02m/s.$$

$$H = 2m$$

IV.1.4.1.1.horizon 2030 :

Le débit de pointe $Q_p = 1,402m^3 / s$

➤ **Section verticale :**

$$S_v = \frac{Q_p}{V_e} \dots (IV.6)$$

$$S_v = \frac{1,402}{0,5} = 2,8m^2$$

➤ **Section horizontale :**

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} \dots (IV.7)$$

$$S_h = \frac{1,402}{0,02} = 70,1 m^2$$

➤ **Longueur du déssableur :**

On prend :

$$\text{La hauteur } H = 2 m, \frac{L}{H} = 3$$

$$\text{Donc : } L = 6 m$$

➤ **Largeur du déssableur :**

$$B = \frac{S_h}{L} \dots (IV.8)$$

$$\text{Donc : } B = \frac{70,1}{6} = 11,68 m$$

➤ **Volume du bassin :**

$$V = S_h \cdot H \dots (IV.9)$$

$$V = 420,6 m^3$$

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

$$t_s = \frac{V}{Q_p} \dots (IV.10)$$

$$t_s = \frac{420,6}{1,402} = 300'' = 5'$$

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

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air / m³ d'eau .

$$q_{air} = Q_p \cdot V \dots (IV.11)$$

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

$$q_{air} = 1,402 \cdot 1,5 = 2,103 m^3 d'air / s$$

$$q_{air} = 7570,8 m^3 d'air / h$$

IV.1.4.1.2.horizon 2045 :

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

$$Q_p = Q_{p(2045)} - Q_{p(2030)} = 1,887 - 1,402$$

$$Q_p = 0,485 m^3 / s$$

Pour le dimensionnement, on prend :

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

$$V_s = 65 m / h = 0,02 m / s. H = 2 m.$$

➤ **Section verticale :**

$$S_v = \frac{Q_p}{V_e} = \frac{0,485}{0,3}$$

$$S_v = 1,62 m^2$$

➤ **Section horizontale :**

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{0,485}{0,02}$$

$$S_h = 24,25 m^2$$

➤ **Longueur du désableur :**

On prend :

$$\text{La hauteur } H = 2 m, \quad \frac{L}{H} = 3$$

Donc : $L = 6m$

➤ **Largeur du désableur :**

$$B = \frac{S_h}{L} = \frac{24,25}{6} = 4,04m$$

On prend : $B = 4.04m$

Alors, on prend : $Sh = 6. 4,04 = 24,24 m^3$.

➤ **Volume du bassin :**

$$V = S_h \cdot H = 48,48m^2$$

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

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{48,48}{0,485} = 99,96''$$

$$t_s = 1'40''$$

➤ **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 .

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

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

$$q_{air} = 0,485 \cdot 1,5 = 0,728 m^3 d'air / s$$

$$q_{air} = 2620,8 m^3 d'air / h$$

Tableau IV-I-3 : Récapitulatif des résultats :

Désignations	unité	2030	2045
Dessableur			
Débit de pointe en temps sec	m^3/s	1,402	0,485
Vitesse d'écoulement	m/s	0,5	0,3
Vitesse de sédimentation	m/s	0,02	0,02
Section verticale	m^2	2,8	1,62
Section horizontale	m^2	70,1	24,25

Langueur	m	6	6
Largeur	m	11,68	4,04
Hauteur	m	2	2
Temps de séjour	s	5	1,66
Débit d'air à insuffler	m ³ /h	7570,8	2620,8

IV.I.4.4.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% des MES.

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

IV.I.4.2.1.Horizon 2030 :

- La charge en MES à l'entrée de déssableur est $MES=14131,6\text{Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS= 14131,6 \cdot 0,7 = 9892,12\text{Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM= 14131,6 \cdot 0,3 = 4239,48\text{Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 4239,48 \cdot 0,7 = 2967,64\text{Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de déssableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 4239,48 - 2967,64 = 1271,84 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de déssableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 9892,12 + 1271,84$$

$$MES_s = 11163,96 \text{ Kg/j}$$

IV.4.2.2.Horizon 2045:

- La charge en MES à l'entrée de déssableur est $MES= 19019,28\text{Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 19019,28.0,7 = 13313,5 \text{Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 19019,28.0,3 = 5705,78 \text{Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 5705,78.0,7 = 3994,05 \text{Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 5705,78 - 3994,05 = 1711,28 \text{Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 13313,5 + 1711,2$$

$$MES_s = 15024,78 \text{Kg/j}$$

IV.II. Les traitements primaires

IV.II.1. Introduction :

Le processus principal du traitement primaire est la décantation qui permet une séparation de deux phases liquide solide, par simple gravité.

On a vu qu'au cours du dessablage une bonne partie de particules grenues (sable) ont été éliminées mais l'eau usée véhicule toujours de telles particules (200μ) ainsi que des particules coalescentes que l'on peut s'en débarrasser par simple sédimentation en vue d'alléger les traitements ultérieurs.

Une bonne décantation permet l'élimination d'environ 60% des MES, 35% de DBO_5 et 90% des matières decantables.

IV.II.2. Classification de décanteurs :

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

IV.II.2.1. Décanteurs statiques sans raclage :**IV.II.2.1.1. Décanteurs coniques ou cylindro-coniques :**

Généralement ces décanteurs sont calculés pour de petites installations de 1000 à 2000 habitants.

La pente dans la partie conique est 45° à 60° qui varie suivant la nature de l'eau à traiter.

IV.II.2.1.2. Décanteurs statique à flux horizontal :

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

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

IV.II.2.2. Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :**IV.II.2.2.1. Décanteurs circulaires :**

L'alimentation des décanteurs secondaires est assurée soit par un puits centrale de distribution, soit à la périphérique du bassin.

Ils sont limités à un diamètre de 50 à 60 m à cause des dimensions du racleur.

La pente du radier sur laquelle on effectue le raclage des boues de 4 à 10%.

Les principales mécaniques de raclage sont :

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

V.II.2.2.2. Décanteurs longitudinaux rectangulaires :

Le dispositif de raclage peut être :

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

IV.II.3. Choix du décanteur primaire :

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

IV.II.4. Données de départ pour le calcul du décanteur primaire :

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

Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures [13]

La vitesse limitée est donnée par la relation : $V = Q_p/Q_m \dots \dots (IV.12)$

$$V_{lim} = Q_p/S_h \text{ (m/h)} \dots \dots (IV.13)$$

Où :

Q_p : débit de pointe par temps sec.

S_h : surface horizontale du décanteur

Pour le décanteur circulaire, la charge hydraulique (vitesse ascensionnelle) est de 2,5 m/h.[13]

IV.II.5. Dimensionnement du décanteur :

Le temps de séjours doit être limité pour des raisons biologiques et économiques on prendra $T_s = 1,3$ heure

Le volume du décanteur primaire est donné par la relation :

$$V = Q_p \cdot T_s \dots \dots (IV.14)$$

IV.II.5.1. Horizon 2030:

$$Q_p = 2718,06 \text{ m}^3/\text{h} = 0,755 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{lim} = 2,5 \text{ m/h}$$

IV.5.1.1. La surface horizontale du décanteur:

$$S_h = Q_p / V_{lim} \dots (IV.15)$$

$$S_h = 2718,06 / 2,5 = 1087,22 \text{ m}^2 \text{ on prend } S_h = 1088 \text{ m}^2$$

IV.II.5.1.2. Volume du décanteur (Ts = 1,3h) :

$$V = S_h \cdot T_s \dots (IV.16)$$

$$V = 3533,48 \text{ m}^3 \text{ on prend } V = 3534 \text{ m}^3 \text{ on prévoit deux décanteurs } V = 1767 \text{ m}^3$$

V-II-5-1-3)-La hauteur du décanteur :

$$H = V / S_h \dots (IV.17)$$

$$H = 1767 / 1088$$

$$H = 1,62 \text{ m on prend } H = 2 \text{ m}$$

IV.II.5.1.4. Le diamètre du décanteur:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} \dots (IV.18)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1767}{3,14 \cdot 2}} = 33,55 \text{ m}$$

$$D = 34 \text{ m}$$

IV.II.5.1.5. Détermination du temps du séjour :

- pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} \dots (IV.19)$$

$$T_s = 1767 / 1682,33 = 1,05 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_p \dots (IV.20)$$

$$T_s = 1767/2718,06 = 0,65 \text{ h}$$

IV.II.5.1.6. Calcul de la quantité de boues éliminées :

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

35% de DBO_5

60% de MES

1. Charge à l'entrée du décanteur :

$$DBO_5' = 12112,8 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = 11163,96 \text{ Kg/j}$$

2. Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 12112,8 = 4239,48 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 11163,96 = 6698,38 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,3 \cdot MES_e = 0,3 \cdot 6698,38 = 2009,51 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 6698,38 = 4688,87 \text{ Kg/j}$$

3. Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$MES_s = MES' - MES_e = 11163,96 - 6698,38 = 4465,58 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5' - DBO_{5e} = 12112,8 - 4239,48 = 7873,32 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 4465,58 = 1339,67 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 4465,58 = 3125,91 \text{ Kg/j}$$

IV.II.5.2. Horizon 2045:

$$Q_p = Q_{p2045} - Q_{p2030} = 3622,01 - 2718,06$$

$$Q_p = 903,95 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{lim} = 2,5 \text{ m/h}$$

IV.II.5.2.1. La surface horizontale du décanteur:

$$S_h = Q_p / V_{lim} = 903,95 / 2,5 = 361,58 \text{ m}^2 \text{ on prend } S_h = 362 \text{ m}^2$$

IV.II.5.2.2. Volume du décanteur (Ts = 1,3h) :

$$V = 1175,14 \text{ m}^3 \text{ on prend } V = 1175 \text{ m}^3$$

IV.II.5.2.3. La hauteur du décanteur :

$$H = V / S_h = 1175 / 362$$

$$H = 3,25\text{m on prend } H = 3,5\text{m}$$

IV.II.5.2.4. Le diamètre du décanteur:

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.1175}{3,14.3,5}} = 20,68\text{m}$$

$$D = 21\text{m}$$

IV.II.5.2.5. Détermination du temps de séjours :

- pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} = 1175 / 581,87 = 2,02\text{h}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_p = 1175 / 903,95 = 1,3 \text{ h}$$

IV.II.5.2.6. Calcul de la quantité de boues éliminées :

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

35% de DBO₅

60% de MES

1. Charge à l'entrée du décanteur :

$$DBO_5' = DBO_5(2045) - DBO_5(2030) = 16302,24 - 12112,8 = 4189,44 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = MES_{(2045)} - MES_{(2030)} = 15024,78 - 11163,96 = 3860,82 \text{ Kg/j}$$

2. Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 4189,44 = 1465,25 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 3860,82 = 2316,49 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,3 \cdot MES_e = 0,3 \cdot 2316,49 = 694,95 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 2316,49 = 1621,54 \text{ Kg/j}$$

3. Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$MES_s = MES' - MES_e = 3860,82 - 2316,49 = 1544,33 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5' - DBO_{5e} = 4189,44 - 1465,25 = 2724,19 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 1544,33 = 463,3 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 1544,33 = 1081,03 \text{ Kg/j}$$

Tableau n°:IV-II-1: récapitulatif des résultats des calculs du décanteur :

	Unité	2030	2045
- Décanteur primaire			
Surface horizontale	m ²	1088	362
Volume	m ³	(1767)*2	1175
Hauteur	m	2	3,5
Diamètre	m	34	21
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	h	1,05	2,02
Temps de séjour pour le débit de pointe en temps sec	h	0,65	1,3

IV.III. Les traitements secondaires :

IV.III.1. Introduction :

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

IV.III.2. 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.

IV.III.3. choix de la variante :

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

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

IV.III.3.1. Etude de la variante à moyenne charge :

- La charge massique (Cm) :

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

$$C_m = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{masse du MVS dans le bassin (Kg)}} = \frac{L_0}{X_a \cdot V} = \frac{L_0}{X_t} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / Kg MVS.j)...(IV.21)}$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / Kg MVS.j [8]}$$

- La charge volumique (C_v) :

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

$$C_v = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{volume du bassin (m}^3\text{)}} = \frac{L_0}{V} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ j)...(IV.22)}$$

Pour le traitement à moyenne charge :

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ j [8]}$$

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

$$C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / Kg MVS j}$$

IV.III.3.1.1. Horizon 2030:

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 40376 \text{ m}^3 \text{ / j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 1682,34 \text{ m}^3 \text{ / h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_p = 2718,06 \text{ m}^3 \text{ / h}$
- Débit diurne $Q_d = 2523,5 \text{ m}^3 \text{ / h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0 = 7873,32 \text{ Kg / j}$
- La concentration des MVS dans le bassin (X_a)

$$X_a = \frac{C_v}{C_m} \text{ (IV.23)}$$

Donc : $X_a = 3 \text{ g/l}$ et $C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / Kg MVS j}$

Et : $C_v = X_a \cdot C_m \dots \text{(IV.24)}$

$$Cv = 3 \cdot 0,4 = 1,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3 \text{ j}$$

- Concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_0 = L_0/Q_{\text{moyj}} \dots\dots(\text{IV.25})$$

$$S_0 = 7873,32/40376 = 195 \text{ mg/l}$$

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

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moyj}} \dots\dots(\text{IV.26})$$

$$L_f = 0,03 \cdot 40376 = 1211,28 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- La charge polluante éliminée

$$L_e = L_0 - L_f \dots\dots(\text{IV.27})$$

$$L_e = 7873,32 - 1211,28 = 6662,04 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f)/L_0 \dots\dots(\text{IV.28})$$

$$\eta_{ep} = (6662,04/7873,32) \cdot 100 = 85\%$$

a. Dimensionnement du bassin d'aération :

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

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

➤ volume du bassin :

$$V = L_0/Cv \dots\dots(\text{IV.29})$$

$$V = 7873,32/1,2 = 6561,1 \text{ m}^3$$

On divise le volume en quatre, donc on aura quatre bassins d'aération

$$V_1 = 6561,1 / 4 = 1640,28 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur du bassin :**

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

H = 4m et 0,5m pour le débordement

➤ **surface horizontale du bassin :**

$$S_h = \frac{V}{H} \dots (IV.30)$$

$$S_h = \frac{1640,28}{4}$$

$$S_h = 410,07 \text{ m}^2$$

➤ **La largeur du bassin :**

On prend $L = 2B$, alors $S_h = 2B^2$, et $B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} \dots (IV.31)$

Enfin : $B = 14,32\text{m}$; on prend : $B = 15\text{m}$.

➤ **La longueur du bassin :**

$$L = 2.B = 30\text{m}$$

On prend : $L = 30\text{m}$

Alors la surface sera : $15.30 = 450\text{m}^2$

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

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} \dots (IV.32)$$

$$X_a = \frac{7873,32}{0,4} = 19683,3\text{Kg}$$

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

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \dots (IV.33)$$

$$[X_a] = \frac{19683,3}{6561,1}$$

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

➤ **Calcul du temps de séjour :**

- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{6561,1}{1682,34} = 3\text{h}54'$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{6561,1}{2718,06} = 2\text{h}24 \text{ min}$$

- Pour le débit diurne

$$T_s = \frac{V}{Q_d} = \frac{6561,1}{2523,5} = 2\text{h}36 \text{ min}$$

a.1. Besoin en oxygène :

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

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

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j}) \dots \dots \dots (\text{IV.34})$$

Le : la charge DBO₅ éliminée (Kg/j)

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

a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution [6]

Tableau IV.III.1 : Charge massique en fonction de a'

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

On a : $C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j}$

Donc $a' = 0,53$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène

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

➤ La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = 0,53.6662,04 + (0,09.19683,3) = 5302,38 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

➤ La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 5302,38/24 = 220,93 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

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

$$q_{O_2}/\text{m}^3 = 5302,38/1640,28 = 3,23 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3\text{j}$$

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

$$q_{O_2\text{pte}} = (a'Le/Td) + (b'.Xa/24) \dots \dots \text{(IV.35)}$$

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

Td : période diurne en heures Td= 16h

La DBO5 à éliminer en période diurne : $(Le = Se.Q_{\text{moy}}/Td) \dots \dots \text{(IV.36)}$

$$q_{O_2\text{pte}} = 0,53.6662,04/16 + (0,09.19683,3/24) = 294,49 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

a.2.Système d'aération :

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

a.2.1Aérateur par insufflation d'air (à air comprimé) :

L'injection d'air se fait par le fond du bassin pour assurer l'oxygénation et le brassage.

On distingue trois sortes de diffuseurs.

➤ **Diffuseurs à grosses bulles :**

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

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

➤ **Diffuseurs à moyennes bulles :**

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

➤ **Diffuseurs à fines bulles :**

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

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

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

a.2.2.Aérateurs de surface :

Il existe deux types principaux d'aérateur de surface :

- Les appareils à axe horizontal (brosses) leurs installations s'effectuent dans les chenaux d'oxydation où elles assurent l'entraînement et la circulation du liquide autour du chenal qui est de section rectangulaire ou trapézoïdale.

L'apport spécifique varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/Kwat.h[9]

- Les appareils à axe vertical on les subdivise en deux types :
 - turbines lentes avec des vitesses de 40 à 100 tr/ min et des apports spécifiques brutes de 0,8 à 1,5 Kg O₂/Kwat.h[9]
 - turbines rapides (750 à 1500 tr/ mn).

Enfin on opte pour des turbines à axe vertical à la surface du liquide car elles sont moins chères, flottantes, faciles à entretenir et s'adaptent aux fluctuations des débits.

a.3.Calcul de l'aérateur de surface à installer :

a.3.1.La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (N₀) :

On doit tenir compte de :

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

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_0 = 1,98.10^{-3} P_a + 1 \text{ (kg / kwh).(IV.37)}$$

P_a : Puissance par m² du bassin

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

$$N_0 = 1,98. 10^{-3} . 75 + 1 = 1,15 \text{ kgO}_2/\text{kWh}$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{(\beta \cdot C_s - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_s} \right) \text{ (kgO}_2 / \text{kwh)} \dots \text{(IV.37)}$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à $T=25^\circ\text{C}$

$C_L = (1,5 \div 2)$ mg/l. [6], on prend $C_L = 1,5$ mg/l.

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

$C_S = 8,7$ mg/l pour les aérateurs de surface [6].

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

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

$$\beta = \frac{C_S(\text{eau usée})}{C_S(\text{eau épurée})} \dots (\text{IV.38})$$

β est de l'ordre de 0,9 [6].

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

$a' = 0,85$ à $0,95$ [9].

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{(0,9 \cdot 8,7 - 1,5) \cdot 0,95 \cdot 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,88 (\text{kgO}_2 / \text{kwh})$$

a.3.2. Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » W_a :

$$W_a = q(\text{O}_2)_{\text{pte}} / N \dots (\text{IV.39})$$

$$W_a = 294,49 / 0,88 = 334,65 \text{ Kw}$$

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

$$W_n = Sh \cdot Pa \dots (\text{IV.40})$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m²)

Pa : puissance absorbée par m² du bassin (w/m²)

$$W_n = 4.450 \cdot 10^{-3} \cdot P_a \quad / \quad P_a = 75W/m^2$$

Donc $W_n = 135 \text{ Kw}$

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

$$N = W_a/W_n \quad \dots(\text{IV.41})$$

$N = 334,65/135 = 2,48$ donc $N = 3$ aérateurs.

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

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

$$E = q(\text{O}_2) \text{ pte} / 1,5 \quad \dots(\text{IV.42})$$

$$E = 294,49/1,5$$

$$E = 196,33 \text{ Kwh /h}$$

a.4.Bilan de boues :

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

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_a - X_{eff} \dots(\text{IV.43})$$

Avec :

X_{\min} :Boues minérales

X_{dur} :Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 de MVS en épuration à faible charge, où le temps de séjour dans le bassin d'épuration permet une action prolongée de micro-organismes [10].

a_m :Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO₅ éliminées)

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

L_e :Quantité de DBO_5 à éliminer (Kg/j)

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

$$b = \frac{b'}{1,42}$$

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

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

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

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

La charge journalière en MES est 4465,58 Kg/j

$$X_{min} = 0,3.4465,58 = 1339,67 Kg / j$$

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

$$X_{dur} = 0,3.3125,91 = 937,77 Kg / j$$

$$a_m L_e = 0,55.6662,04 = 3664,12 Kg / j$$

$$b X_a = 0,06.19683,3 = 1181 Kg / j$$

$$X_{eff} = 0,03.40376 = 1211,28 Kg / j$$

Alors :

$$\Delta X = 1339,67 + 937,77 + 3664,12 - 1181 - 1211,28$$

$$\Delta X = 3549,28 Kg / j$$

➤ **Concentration de boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots (IV.44)$$

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 : $I_m = 125$

D'où :

$$X_m = \frac{1200}{125}$$

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

➤ **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{exés}} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots (IV.45)$$

$$Q_{\text{exés}} = \frac{3549,28}{9,6}$$

$$Q_{\text{exés}} = 369,72 \text{ m}^3 / \text{j}$$

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

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots (IV.46)$$

V : Volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = \frac{3549,28}{6561,1}$$

$$q_{sp} = 0,54 \text{ Kg} / \text{m}^3 \cdot \text{j}$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

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

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

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

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

Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots (IV.47)$$

R : taux de recyclage(%)

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

Donc :

$$R = \frac{100.3}{\frac{1200}{125} - 3} \quad R=45,45$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R.Q_j \dots (IV.48)$$

Donc :

$$Q_r = 0,45.40346$$

$$Q_r = 18155,7 \text{ m}^3 / \text{j}$$

➤ **Age des boues :**

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

Donc :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots (IV.49)$$

$$A_b = \frac{19683,3}{3549,28} = 5,55 \text{ jours.}$$

$A_b = 5$ jours et 13 heures.

b .Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur) :

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

Les boues déposées dans le clarificateur sont recirculées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaissement, 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 le calcul du décanteur secondaire, on prend les données suivantes :

le temps de séjour : $t_s = (1,5 - 2)$ heures. on prend $t_s = 1,5$ h. [8].

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

Le débit : $Q = 1682,34$ m³/h.

➤ **Le volume du décanteur :**

$$V = Q.t_s = 1682,34.1,5$$

$V = 2523,51$ m³ On prend deux décanteur : donc $V' = V/2 = 1262$ m³

➤ **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_H = \frac{Q}{V_a} = \frac{1682,34}{2,5} \quad S_H = 673 \text{ m}^2.$$

➤ **La hauteur du décanteur :**

$$H = \frac{V}{S_H} = \frac{1262}{673} = 1,87 \text{ m}.$$

On prend : $H = 2$ m. donc $V' = 1346$ m³

➤ **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.1346}{3,14.2}} = 29,28 \text{ m}.$$

On prend $D = 30$ m

➤ **Le temps de séjour :**

<ul style="list-style-type: none"> • Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin Wm • Le nombre d'aérateurs dans le bassin N • Besoin en énergie de l'aérateur E 	- Kwh/h	135 3 196,33
<p>- Dimensionnement du décanteur secondaire</p> <ul style="list-style-type: none"> • Volume du bassin V • Surface horizontale du décanteur Sh • Hauteur du décanteur H • Le diamètre du décanteur D • Le temps de séjours Ts 	m ³ m ² m m h	1262*2 673 2 29,28 48min
<p>- Bilan de boues</p> <ul style="list-style-type: none"> • Calcul de la quantité des boues en excès Δx • Concentration de boues en excès X_m • Le débit de boues en excès Q_{exce} • Le débit spécifique par m³ de bassin q_{sp} • Le taux de boues recyclées R • Le débit des boues recyclées Q_r • Age des boues A_b 	Kg/j Kg/m ³ m ³ /j Kg/m ³ .j % m ³ /j j	3549,28 9,6 369,72 0,54 45,45 18155,7 5j13h

IV.III.1.2.Horizon 2045:

Tableau IV.III.3 : Les résultats de l'horizon 2045 à moyenne charge:

Désignations	Unité	2045
<p>- Données de base</p> <ul style="list-style-type: none"> • Debit moyen journalier Q_{moy j} • Débit moyen horaire Q_{moy h} • Débit de pointe par temps sec Q_p • Débit diurne Q_d • Charge polluante à l'entrée du bassin Lo • Concentration de l'effluent en DBO₅ So • La charge polluante à la sortie Lf • La charge polluante éliminée Le • Le rendement de l'épuration η_{ep} 	m ³ /j m ³ /h m ³ /h m ³ /h Kg/j mg/l KgDBO ₅ /j KgDBO ₅ /j %	13964,8 581,86 903,95 272,8 2723,14 195 418,94 2304,2 85
<p>- Dimensionnement du bassin d'aération</p> <ul style="list-style-type: none"> • Volume du bassin V • Hauteur du bassin H 	m ³ m m ²	(1135)*2 4 288

<ul style="list-style-type: none"> • Surface horizontale du bassin Sh • Largeur du bassin B • Longueur du bassin L • La masse de boues dans le bassin Xa • Concentration de boues dans le bassin $[Xa]$ • Temps de séjours Ts débit moyen horaire 	<p>m</p> <p>m</p> <p>Kg</p> <p>Kg/m³</p> <p>h</p> <p>h</p> <p>h</p>	<p>12</p> <p>24</p> <p>6807,85</p> <p>3</p> <p>1h57min</p> <p>1h16min</p> <p>1h18min</p>
<p>- Besoin en oxygène</p> <ul style="list-style-type: none"> • Quantité d'oxygène journalière q_{o_2} • La quantité d'oxygène horaire $q_{o_2}/24$ • La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin q_{o_2}/m^3 • La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe q_{o_2pte} 	<p>KgO₂/j</p> <p>KgO₂/h</p> <p>KgO₂/m³j</p> <p>KgO₂/h</p>	<p>1833,93</p> <p>76,41</p> <p>1,62</p> <p>101,86</p>
<p>- Calcul de l'aérateur de surface à installer</p> <ul style="list-style-type: none"> • Calcul de la puissance nécessaire à l'aération Wa • Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin Wm • Le nombre d'aérateurs dans le bassin N • Besoin en énergie de l'aérateur E 	<p>Kw</p> <p>Kw</p> <p>-</p> <p>Kwh/h</p>	<p>115,75</p> <p>43,2</p> <p>3</p> <p>77,17</p>
<p>- Dimensionnement du décanteur secondaire</p> <ul style="list-style-type: none"> • Volume du bassin V • Surface horizontale du décanteur Sh • Hauteur du décanteur H • Le diamètre du décanteur D • Le temps de séjours Ts 	<p>m³</p> <p>m²</p> <p>m</p> <p>m</p> <p>h</p>	<p>873</p> <p>232,74</p> <p>3,75</p> <p>18</p> <p>1h</p> <p>30min</p>
<p>- Bilan de boues</p> <ul style="list-style-type: none"> • Calcul de la quantité des boues en excès Δx • Concentration de boues en excès X_m • Le débit de boues en excès Q_{exce} • Le débit spécifique par m³ de bassin q_{sp} • Le taux de boues recyclées R • Le débit des boues recyclées Qr • Age des boues A_b 	<p>Kg/j</p> <p>Kg/m³</p> <p>m³/j</p> <p>Kg/m³.j</p> <p>%</p> <p>m³/j</p> <p>j</p>	<p>1227,51</p> <p>9,6</p> <p>127,87</p> <p>1,41</p> <p>45,45</p> <p>6284,16</p> <p>5j13h</p>

IV.III.2. Etude de la variante à faible charge :

Etant donnée 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, il s'agit des ouvrages suivants :

- le dégrilleur
- le déssableur déshuileur
- le décanteur secondaire

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

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

Les 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 : $C_v = 0,45 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$

IV.III.3.2.1. Horizon 2030 :

➤ Données de base :

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 40376 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 1682,34 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_p = 2718,06 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $Lo = 7873,32 \text{ Kg/j}$
- Concentration de l'effluent en DBO_5

$$So = Lo/Q_{\text{moy j}} = 7873,32/40376 = 195 \text{ mg/l}$$

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

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 40376 = 1211,28 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- La charge polluante éliminée

$$L_e = L_o - L_f = 7873,32 - 1211,28 = 6662,04 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{\text{ep}} = (L_o - L_f) / L_o = 6662,04 / 7873,32 = 85\%$$

a. Dimensionnement du bassin d'aération :

➤ **Volume du bassin :**

$$V = L_o / C_v = 7873,32 / 0,45 = 17496,27 \text{ m}^3$$

On prend quatre bassins d'aérations telles que le volume de chaque bassin est : $V' = 4375 \text{ m}^3$

➤ **La hauteur du bassin :**

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

H = 4,5 m et 0,5m pour le débordement

➤ **Surface horizontale du bassin :**

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{4375}{4,5}$$

$$S_h = 972,23 \text{ m}^2$$

➤ **La largeur du bassin :**

On prend : $L = 2B$; $S_h = 2B^2$, alors : $B = \sqrt{S_h / 2}$

$$B = 22,04\text{m} \text{ on prend } B = 22\text{m}$$

➤ **La longueur du bassin :**

$$L = \frac{S_h}{B} = \frac{972,23}{22} = 44,19\text{m}$$

On prend : $L = 44,2\text{m}$

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

$$X_a = \frac{L_o}{C_m} = \frac{7873,32}{0,15} = 52488,8 \text{Kg}$$

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

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{52488,8}{17496,27}$$

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

➤ **Calcul de temps de séjour :**

- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{17496,27}{1682,34} = 10 \text{h} 24 \text{min}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{17496,27}{2718,06} = 6 \text{h} 26 \text{min}$$

- Pour le débit diurne

$$T_s = \frac{V}{Q_d} = \frac{17496,27}{2523,5} = 6 \text{h} 56 \text{min}$$

a.1. Besoin en oxygène :

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

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

Le : la charge DBO₅ éliminé (Kg/j) : 6662,04kg/j

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

b' : coefficient cinétique de respiration endogène $b' = 0,075 \text{j}^{-1}$

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 : $a' = 0,63$

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

$$q_{O_2} = 0,63.6662,04 + (0,075.52488,8) = 8133,75 \text{ Kg } O_2/j$$

➤ **La quantité d'oxygène horaire :**

$$q_{O_2} = 8133,75/24 = 338,91 \text{ Kg } O_2/h$$

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

$$q_{O_2} m^3 = 8133,75/4375 = 1,86 \text{ Kg } O_2/m^3j$$

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

$$q_{O_2pte} = (a'Le/Td) + (b'.Xa/24)$$

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

Td : période diurne en heures $Td = 16h$

$(Le = Se.Q_{moy.j}/Td)$: la DBO_5 à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2pte} = 0,63.6662,04/16 + (0,075.52488,8/24) = 426,35 \text{ Kg } O_2/h$$

a.1. Calcul de l'aérateur de surface à installer :

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

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_O = 1,98.10^{-3} P_a + 1 \text{ (kg/kwh)}.$$

avec : $P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$ on prend $P_a = 75 \text{ w/m}^2$

$$N_0 = 1,98.10^{-3} . 75 + 1 = 1,15 \text{ kg } O_2/kWh$$

$$N = N_0 \left(\frac{(\beta.C_s - C_L)a' C^{(T-20)}}{C_s} \right) \text{ (kgO}_2 / \text{kwh)}$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à $T=25^\circ C$

$C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l}$. [12], on prend $C_L = 1,5 \text{ mg/l}$.

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

$C_S = 8,7 \text{ mg/l}$ pour les aérateurs de surface [6].

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

β est de l'ordre de 0,9.

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau épurée.

$a' = 0,85$ à $0,95$ [9].

$$N = 1,15 \cdot \left(\frac{(0,9 \cdot 8,7 - 1,5) \cdot 0,95 \cdot 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,88 (\text{kg O}_2 / \text{kwh})$$

➤ **Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation »**

Wa :

$$W_a = q(\text{O}_2)_{\text{pte}} / N = 426,35 / 0,88 = 484,49 \text{ Kw}$$

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

$$W_m = Sh \cdot Pa$$

$$W_m = 4.972,23 \cdot 75 \cdot 10^{-3} = 272,22 \text{ Kw}$$

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

$$N = W_a / W_m$$

$$N = 484,49 / 272,22$$

$$N = 2 \text{ aérateurs.}$$

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

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

$$E = q(\text{O}_2)_{\text{pte}} / 1,5 = 426,35 / 1,5$$

$$E = 284,23 \text{ Kwh /h}$$

a.2.Bilan de boues :

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

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

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

Avec :

$$X_{\min} = 0,3.4465,58 = 1339,67 \text{ Kg / j}$$

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

$$X_{dur} = 0,3(3125,91) = 937,77 \text{ Kg / j}$$

$$a_m L_e = 0,55.6662,04 = 3664,12 \text{ Kg / j}$$

$$b X_a = 0,05.52488,8 = 2624,44 \text{ Kg / j}$$

$$X_{eff} = 0,03.40376 = 1211,28 \text{ Kg / j}$$

Alors :

$$\Delta X = 1339,67 + 937,77 + 3664,12 - 2624,44 - 1211,28$$

$$\Delta X = 2105,84 \text{ Kg / j}$$

➤ **Taux de recyclage des boues :**

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

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)

On prend : $I_m = 125$

D'où :

$$X_m = \frac{1200}{125}$$

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

➤ **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{exés}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{2105,84}{9,6}$$

$$Q_{\text{exés}} = 219,36 \text{ m}^3 / \text{j}$$

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

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

V : volume du bassin

Donc :

$$q_{sp} = \frac{2105,84}{17496,27}$$

$$q_{sp} = 0,12 \text{ Kg} / \text{m}^3 \cdot \text{j}$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

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 = 3 Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100.3}{\frac{1200}{125} - 3} \quad R=45,45\%$$

➤ **Age des boues :**

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

Donc :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{52488,8}{2105,84} = 24,93 \text{ jours.}$$

A_b = 24 jours et 22 heures.

b. Décanteur secondaire (clarificateur) :

Le calcul du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

Tableau IV.III.4 : Les résultats de l'horizon 2030 à faible charge :

Désignations	Unité	2030
- Données de base		
• Débit moyen journalier Q _{moy j}	m ³ /j	40376
• Débit moyen horaire Q _{moy h}	m ³ /h	1682,34
• Débit de pointe par temps sec Q _p	m ³ /h	2718,06
• Débit diurne Q _d	m ³ /h	2523,5
• Charge polluante à l'entrée du bassin L _o	Kg/j	7873,32
• Concentration de l'effluent en DBO ₅ S _o	mg/l	195
• La charge polluante à la sortie L _f	KgDBO ₅ /j	1211,28
• La charge polluante éliminée L _e	KgDBO ₅ /j	6662,04
• Le rendement de l'épuration η _{ep}	%	85
- Dimensionnement du bassin d'aération		

Désignations	Unité	2045
- Données de base <ul style="list-style-type: none"> • Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$ • Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$ • Débit de pointe par temps sec Q_p • Débit diurne Q_d • Charge polluante à l'entrée du bassin Lo • Concentration de l'effluent en DBO_5 So • La charge polluante à la sortie Lf • La charge polluante éliminée Le • Le rendement de l'épuration η_{ep} 	m^3/j m^3/h m^3/h m^3/h Kg/j mg/l $KgDBO_5/j$ $KgDBO_5/j$ %	13964,8 581,86 903,95 872,86 4189,44 367,6 418,94 3770,5 90
- Dimensionnement du bassin d'aération <ul style="list-style-type: none"> • Volume d'un bassin V • Hauteur du bassin H • Surface horizontale d'un bassin Sh • Largeur d'un bassin B • Longueur d'un bassin L • La masse de boues dans le bassin Xa • Concentration de boues dans le bassin $[Xa]$ • Temps de séjours Ts débit moyen horaire <li style="padding-left: 20px;">débit de pointe par temps sec <li style="padding-left: 20px;">débit diurne 	m^3 m m^2 m m Kg Kg/m^3 h h h	4*(2328) 4 582 18 33 27929,6 3 16h 10h18min 10h40min
- Besoin en oxygène <ul style="list-style-type: none"> • Quantité d'oxygène journalière q_{o2} • La quantité d'oxygène horaire $q_{o2}/24$ • La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o2}/m^3 • La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe q_{o2pte} 	KgO_2/j KgO_2/h KgO_2/m^3j KgO_2/h	4470,14 186,26 1,92 235,47
- Calcul de l'aérateur de surface à installer <ul style="list-style-type: none"> • Calcul de la puissance nécessaire à l'aération Wa • Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin Wm • Le nombre d'aérateurs dans le bassin N • Besoin en énergie de l'aérateur E 	Kw Kw - Kwh/h	267,89 174,6 2 157,16
- Dimensionnement du décanteur secondaire <ul style="list-style-type: none"> • Volume du bassin V • Surface horizontale du décanteur Sh • Hauteur du décanteur H 	m^3 m^2 m	873 232,74 3,75

<ul style="list-style-type: none"> Le diamètre du décanteur D Le temps de séjours T_s 	m h	18 1h30min
- Bilan de boues <ul style="list-style-type: none"> Calcul de la quantité des boues en excès Δx Concentration de boues en excès X_m Le débit de boues en excès Q_{exce} Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp} Le taux de boues recyclées R Age des boues A_b 	Kg/j Kg/ m^3 m ³ /j Kg/ m^3 .j % J	2227,38 9,6 232,02 0,24 45,45 12j13h

IV.IV. La désinfection

IV.IV.1.Introduction :

La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes pathogènes, bactéries, virus et parasites ainsi que la majorité des germes banals moins résistants. C'est le moyen de fournir une eau bactériologiquement potable, tout en y maintenant un pouvoir désinfectant suffisamment élevé pour éviter les reviviscences bactériennes dans les réseaux de distribution.

La désinfection est une post-oxydation. Elle est assurée par des oxydants chimiques tels que le chlore Cl_2 , le dioxyde de chlore ClO_2 , l'ozone O_3 et dans certain nombre de cas, par un procédé physique comme le rayonnement UV.

IV.IV.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.

IV.IV.2.1.Horizon 2030 :

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

➤ La dose journalière :

$$D_j = Q_{\text{moy}} j (Cl_2) \dots (IV.50)$$

$$D_j = 20715 \cdot 0,01 = 403,76 \text{ Kg/j}$$

IV.IV.2.1. Calcul de la quantité de javel pouvant remplacer la quantité du chlore:

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl₂/ NaClO

20° de chlorométrie → X

$$X = 3,17 \cdot 20 / 1 = 63,4 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

IV.IV.2.2. La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 63,4 \text{ Kg de Cl}_2$$

$$Q_j \rightarrow 403,76 \text{ kg}$$

$$Q_j = 207,15 / 63,4 = 6,37 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{j} = 265,42 \text{ l/h}$$

IV.IV.2.3. La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 2325,05 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

IV.IV.2.4. Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{pte} = 2718,06 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ min}$$

➤ **Le volume du bassin :**

$$V = Q_{pte} \cdot T_s = 2718,06 \cdot 30 / 60 = 1359,03 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur du bassin :**

On fixe H = 4m

➤ **La surface horizontale :**

$$S_h = V / H = 339,76 \text{ m}^2$$

On prend $Sh = 339,76\text{m}^2$

➤ **La largeur et la longueur :**

On prend $L = 2.B$ donc $B = \sqrt{Sh / 2} = 13,03\text{m}$ $B = 13\text{ m}$

Alors : $L = 2.13 = 26\text{m}$

IV.IV.2.3.Horizon 2045 :

➤ **La dose journalière :**

$D_j = Q_{\text{moy } j} (Cl_2) = 13964,8 \cdot 0,01 = 139,65\text{ Kg/j.}$

IV.IV.3.1.La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$Q_j = 139,65 / 63,4 = 2,2\text{m}^3 (\text{NaClO})/j = 91,78\text{ l/h}$

IV.IV.3.2.La quantité annuelle d'hypochlorite :

$Q_a = Q_j \cdot 365 = 803\text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$

IV.IV.3.3.Dimensionnement du bassin de désinfection :

$Q_{\text{pte}} = 903,95\text{ m}^3/\text{h}$

$T_s = 30\text{ mn}$

➤ **Le volume du bassin :**

$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 903,95 \cdot 30/60 = 451,98\text{m}^3$

➤ **La hauteur du bassin :**

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

➤ **La surface horizontale :**

$Sh = V/H = 150,66\text{m}^2$

➤ **La largeur et la longueur :**

On prend : $B = \sqrt{Sh / 2} = 8,68\text{m}$ $B=9\text{ m}$

alors : $L = 2 \cdot 9 = 18\text{m}$.

IV.V. Traitement des boues

IV.V.1.Introduction :

Tout traitement d'eau conduit à la formation de suspensions plus ou moins concentrées dénommées boues, qui rassemblent les corps polluants présents initialement dans les eaux à traiter sous forme de particules individualisées, de colloïdes ou de substances dissoutes.

La raréfaction des terrains disponibles pour l'épandage, l'emploi généralisé en agriculture d'engrais facilement épandable sous forme pulvérulente, les nécessités de l'environnement, exigent le plus souvent une réduction très importante, voire totale, du volume et de la nocivité de ces boues. De ce fait le traitement de boues est inéluctable en station d'épuration des eaux usées.

Les principales destinations des boues sont généralement limitées à savoir :

- La valorisation agricole ;
- L'incinération ;
- La mise en décharge.

Le choix entre ces modes d'élimination dépend des caractéristiques des boues et des contraintes locales.

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.V.2.Variante à moyenne charge :

IV.V.2.1.Stabilisation des boues :

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.

➤ **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.

➤ **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

IV.V.2.2.Epaississement des boues :

C'est le stade le plus simple de la réduction du volume des boues qui s'effectue sans dépense d'énergie notable.

- Il peut permettre une réduction des ouvrages de digestion aérobie et anaérobie.
 - Il engendre une amélioration de la production des dispositifs de déshydratation.
- De nombreuses techniques sont utilisées pour réaliser l'épaississement des boues à savoir :

IV.V.2.2.1.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.

IV.V.2.2.2.Epaississement 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 épaississeur mécanique par décantation car ce dernier est moins cher que l'épaississeur par flottation (demande des frais d'exploitation élevés).

IV.V.2.3.Déshydratation des boues :

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

Plusieurs techniques ont été mises en œuvre :

IV.V.2.3.1.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.

IV.V.2.3.2. 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)

IV.V.2.3.3. Déshydratation naturelle (séchage thermique) :

Le séchage s'effectue à l'air libre sur des lits 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.[14]

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 admise sur les lits
- Pour une bonne répartition des boues, il convient de s'en tenir à une dimension maximale des lits de $20 \times 8 \text{ m}^2$.[14]

IV.V.2.4. 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

IV.V.3. Dimensionnement pour Horizon 2030 :**IV.V.3.1. Dimensionnement de l'épaisseur :**

La production journalière des boues est de :

- La boue primaire $DX_p = DBO_{5e} + MESe$

$$DX_p = 4239,48 + 6698,83 = 10938,31 \text{ Kg/j}$$

- Boues secondaire $DX_s = 3549,28 \text{ Kg/j}$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{totale} = DX_t = 10938,31 + 3549,31 = \mathbf{14487,62 \text{ Kg/j}}$$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaisseur :

Pour les boues primaires $S_1 = 20 \text{ à } 30 \text{ g/l}$

Pour les boues secondaires $S_2 = 10 \text{ g/l}$ [13]

IV.V.3.1.1. Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur :

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 10938,31 / 25 = 437,53 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 3549,31 / 10 = 354,93 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Le débit total } Q_t = Q_1 + Q_2 = \mathbf{792,46 \text{ m}^3/\text{j}}$$

IV.V.3.1.2. La concentration du mélange :

$$S = DX_t / Q_t = 14487,62 / 792,46 = \mathbf{18,28 \text{ Kg/m}^3}$$

IV.V.3.1.3. Le volume de l'épaisseur :

$$V = Q_t \cdot T_s = 792,46 \cdot 2 = 1584,92 \text{ m}^3 \mathbf{V = 1585 \text{ m}^3}$$

/ T_s : temps de séjours = 2j (1 à 15 j).

IV.V.3.1.4. La surface horizontale :

Pour une profondeur de $H = 4\text{m}$ on calcul :

$$Sh = V / H = 1585 / 4 = \mathbf{396,25 \text{ m}^2}$$

IV.V.3.1.5. Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4.Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.396,25}{3,14}} = 23 \text{ m}$$

IV.V.3.2. Dimensionnement du digesteur :

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 .[13]

Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = DXt / 80 = 14487,62/80 = 181,09 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.V.3.2.1. Le temps de séjour du digesteur :

$$T_s = 175 \cdot 10^{(-0,03 \cdot t)} \quad / t = 35^\circ\text{C} \text{ [14]}$$

$$T_s = 15,6 \text{ jours. [15]}$$

IV.V.3.2.2. Le volume du digesteur :

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 181,09 \cdot 15,6 = 2825 \text{ m}^3$$

On prend $V_d = 2825 \text{ m}^3$

IV.V.3.2.3. Le diamètre du digesteur :

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{2825 \cdot 4}{3,14 \cdot 4}} = 30 \text{ m} \quad / \quad H = 4 \text{ m}$$

IV.V.3.2.4. La surface horizontale :

$$Sh = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 30^2}{4} = 706,5 \text{ m}^2$$

IV.V.3.2.5. La quantité de matières sèches des boues fraîches :

$$F_g = Q_d \cdot F_s \cdot K_s$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne / m}^3$$

Fs : la teneur en matières solides

Fs = 3 à 4% on prend 4%

Donc : $F_g = 181,09 \cdot 1 \cdot 0,04 = 7,24$ tonne /j.[11]

IV.V.3.2.6. La quantité de matière organique dans la boue fraîche :

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 \cdot 7,24 = 4,34$ T /j

➤ La quantité du gaz produite :

Elle est donnée par la formule suivante :

$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} \cdot 4,34 = 3543,26 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ La quantité moyenne du gaz :

On prendra 75% du gaz théorique

$Q' = 0,75 \cdot Q_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot 3543,26 = 2657,44 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ La quantité du méthane (CH₄):

$Q_{\text{CH}_4} = (0,6 \text{ à } 0,65) Q'_{\text{gaz}}$ on prend $Q_{\text{CH}_4} = 0,6 Q'_{\text{gaz}}$

$Q_{\text{CH}_4} = 0,6 \cdot 2657,44 = 1594,46 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ La quantité du gaz carbonique CO₂ :

$Q_{\text{CO}_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}}$ on prend $Q_{\text{CO}_2} = 0,3 Q'_{\text{gaz}}$

$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 \cdot 2657,44 = 797,23 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ La quantité restante de gaz :

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₃, H₂...)

$Q_{\text{rest}} = 0,05 \cdot Q'_{\text{gaz}} = 0,05 \cdot 2657,44 = 132,87 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ La quantité minérale dans la boue :

$F_m = F_g - F_o = 7,24 - 4,34 = 2,9$ T/j

➤ La quantité de boues digérées :

Elle est donnée par l'expression suivante (Qr)

$$Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_{gf}} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)$$

Avec:

Ff : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

dff : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$$

df : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_f = 1 \text{ T/m}^3$. [12]

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0,138 T^{1/2}) = 2,9 + 4,34 (1 - 0,138 \cdot 35^{1/2})$$

$$F_{gf} = 3,7 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 3,7 \left(\frac{1}{1} \cdot 0,1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{1} \right) = 35,15 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.V.3.3. Dimensionnement du lit de séchage :

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à 3549,28 Kg/j

IV.V.3.3.1. Le volume d'un lit :

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm. [16]

On prend e = 30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend L = 25 m :

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

$$\text{Et } B = 12 \text{ m} \quad V = 12 \cdot 25 \cdot 0,3 = 90 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l. [14]

On prenant une concentration de 25 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{3549,28}{25} = 141,97 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.V.3.3.2. Volume des boues épandues par lit et par an :

On admet que le lit sert 10 fois par an

Donc :

$$V_a = 10 \cdot V = 10 \cdot 90 = 900 \text{ m}^3$$

IV.V.3.3.3. Volume de boue à sécher par an :

$$V_{an} = 141,97 \cdot 365 = 51819,05 \text{ m}^3/\text{an}$$

IV.V.3.3.4. Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 51819,05 / 900 \quad N = 58 \text{ lits}$$

$$\text{La surface totale des lits de séchage sera : } S_T = 58 \cdot 300 = 17400 \text{ m}^2$$

IV.V.4. Dimensionnement pour Horizon 2045 :**IV.V.4.1. Dimensionnement de l'épaisseur :**

La production journalière des boues est de :

- La boue primaire $DX_p = DBO_{5e} + MESe$

$$DX_p = 1465,25 + 2316,49 = 3781,74 \text{ Kg/j}$$

- Boues secondaire $DX_s = 1227,51 \text{ Kg/j}$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{totale} = DX_t = 3781,47 + 1227,51 = 5008,9 \text{ Kg/j}$$

IV.V.4.1.1. Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur :

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 3781,74 / 25 = 151,27 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 1227,51 / 10 = 122,75 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Le débit total } Q_t = Q_1 + Q_2 = \mathbf{274,02 \text{ m}^3/\text{j}}$$

IV.V.4.1.2. La concentration du mélange :

$$S = DXt / Qt = 5008,9 / 274,02 = 18,28 \text{ Kg/m}^3$$

IV.V.4.1.3. Le volume de l'épaisseur :

$$V = Qt \cdot Ts = 274,02 \cdot 2 = 548,04 \text{ m}^3$$

IV.V.4.1.4. La surface horizontale :

Soit une hauteur de $H = 4\text{m}$

$$Sh = V / H = 548,04 / 4 = 137,01\text{m}^2$$

IV.V.4.1.5. Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 137,01}{3,14}} = 13,5 \text{ m}$$

IV.V.4.2. Dimensionnement du digesteur :

IV.V.1. Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Qd = DXt / 80 = 5008,9/80 = 62,61 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.V.4.2.2. Le temps de séjour du digesteur :

$Ts = 15,6$ jours

IV.V.4.2.3. Le volume du digesteur :

$$Vd = Qd \cdot Ts = 62,61 \cdot 15,6 = 976,72 \text{ m}^3$$

On prend $Vd = 977 \text{ m}^3$

IV.V.4.2.4. Le diamètre du digesteur :

$$Dd = \sqrt{\frac{Vd \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{977 \cdot 4}{3,14 \cdot 4}} = 18 \text{ m} \quad / \quad H = 4 \text{ m}$$

IV.V.4.2.5. La surface horizontale :

$$Sh = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 18^2}{4} = 254,34 \text{ m}^2$$

IV.V.4.2.6. La quantité de matières sèches des boues fraîches :

$$F_g = Q_d \cdot F_s \cdot K_s$$

$$\text{Donc : } F_g = 62,61 \cdot 1 \cdot 0,04 = 2,5 \text{ tonne /j}$$

IV.V.4.2.7. La quantité de matière organique dans la boue fraîche :

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 \cdot 2,5 = 1,5 \text{ T /j}$$

➤ **La quantité du gaz produite :**

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} \cdot 1,5 = 1224,63 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité moyenne du gaz :**

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot Q_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot 1224,63 = 918,47 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité du méthane (CH₄):**

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 \cdot 918,47 = 597 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité du gaz carbonique CO₂ :**

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 \cdot 918,47 = 275,54 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité restante de gaz :**

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 \cdot Q'_{\text{gaz}} = 0,05 \cdot 918,47 = 45,92 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité minérale dans la boue :**

$$F_m = F_g - F_o = 2,5 - 1,5 = 1 \text{ T/j}$$

➤ **La quantité de boues digérées :**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_g \left(\frac{1}{d_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)$$

Avec:

F_f : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

d_{ff} : 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 $df = 1 \text{ T/m}^3$

$$Fgf = Fm + Fo (1 - 0,138T^{1/2}) = 1 + 1,5(1 - 0,138 \cdot 35^{1/2})$$

$$Fgf = 1,27 \text{ T/j}$$

$$Qr = 1,27 (1/1 \cdot 0,1 + 1/2 - 1/1) = 12,06 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.V.4.3. Dimensionnement du lit de séchage :

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à 1227,51Kg/j

IV.V.4.3.1. Le volume d'un lit :

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm [16]

on prend e = 30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend L = 25 m :

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

$$\text{Et } B = 12 \text{ m} \quad V = 12 \cdot 25 \cdot 0,3 = 90 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l [14]

On prenant une concentration de 25 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{1227,51}{25} = 49,10 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.V.4.3.2. Volume des boues épandues par lit et par an :

On admet que le lit sert 10 fois par an

Donc :

$$V_a = 10 \cdot V = 10 \cdot 90 = 900 \text{ m}^3$$

IV.V.4.3.3. Volume de boue à sécher par an :

$$V_{an} = 49,10 \cdot 365 = 17921,5 \text{ m}^3/\text{an}$$

IV.V.4.3.4. Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 17921,15/900$$

$$N = 20 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = 20 \cdot 300 = 6000 \text{ m}^2$

Tableau n° IV.V.1 : Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge :

Désignations	unité	2030	2045
- Dimensionnement de l'épaississeur			
• Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour D I	g/l	25	25
• Pour le D II	g/l	10	10
• Débit journalier reçu par l'épaississeur	m ³ /j	792,46	274,02
• Temps de séjour	h	2	2
• Volume	m ³	1584,92	548,04
• Hauteur	m	4	4
• Surface	m ²	396,25	137,01
• Diamètre	m	23	13,5
- Dimensionnement du digesteur			
• Débit des boues arrivant au digesteur	m ³ /j	181,09	62,61
• Temps de séjour du digesteur	j	15,6	15,6
• Volume	m ³	2825	977
• Diamètre	m	30	18
• Surface horizontale	m ²	706,5	254,34
• Quantité de matières sèches des boues fraîches	T/j	7,24	2,5
• Quantité de matière organique des boues fraîches	T/j	4,34	1,5
• Quantité du gaz produite	m ³ /j	3543,26	12224,63
• Quantité moyenne du gaz	m ³ /j	2657,44	918,47
• Quantité du méthane	m ³ /j	1594,46	597
• Quantité du gaz carbonique	m ³ /j	797,23	275,54
• Quantité restante de gaz	m ³ /j	132,87	45,92
• Quantité minérale dans la boue	T/j	2,9	1
	m ³ /j	35,15	12,06

<ul style="list-style-type: none"> Quantité de boues digérées 			
- Dimensionnement du lit de séchage <ul style="list-style-type: none"> Longueur Largeur Hauteur Hauteur de boue dans le lit Volume Volume journalier des boues épandues Volume des boues épandues par lit et par an Volume de boue à sécher par an Nombre de lits La surface totale des lits de séchage 	 m m m m m ³ m ³ /j m ³ m ³ /an - m ²	 25 12 1 0,3 90 141,97 900 51819,05 58 17400	 25 12 1 0,3 90 49,10 900 17921,5 20 6000

IV.V.5.Variante 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 composé des étapes suivantes :

- L'épaississement ;
- Déshydratation naturelle (lits de séchage).

Tableau n° : IV.V-2 : Calcul des ouvrages de traitement à faible charge :

Désignations	unité	2030	2045
- Dimensionnement de l'épaississeur <ul style="list-style-type: none"> Concentration à l'entrée de l'épaississeur Débit journalier reçu par l'épaississeur 	 g/l m ³ /j J	 10 210,58 2	 10 222,74 2

• Temps de séjour	m ³	421,16	445,48
• Volume	m	4	4
• Hauteur	m ²	105,29	111,37
• Surface	m	12	12
• Diamètre			
- Dimensionnement du lit de séchage			
• Longueur	m	25	25
• Largeur	m	12	12
• Hauteur	m	1	1
• Hauteur de boue dans le lit	m	0,3	0,3
• Volume	m ³	90	90
• Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	84,23	89,09
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	900	900
• Volume de boue à sécher par an	m ³ /an	30769,5	32517,85
• Nombre de lits	-	34	36
• La surface totale des lits de séchage	m ²	10200	10800

IV.VI: Aspect économique

IV.VI.1.Introduction :

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

Pour qu'on puisse avoir cette décision on doit faire des calculs économiques des deux variantes précédemment étudiées qui sont la moyenne et la faible charge.

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.

Ce coût est composé de :

➤ **Le coût d'investissement :**

- Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd}$$

➤ **Le coût de fonctionnement :**

- Coût d'exploitation courante.
- Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
- Frais financiers et de la main d'œuvre.

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

IV.VI.2.1.Coût d'investissement :

IV.VI.2.1.1.Coût de terrassement :

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 140 DA.

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0,3 \cdot Sh_i$$

Sh_i : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 140 \cdot V$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Tableau IV.VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)	Coût (DA)
-Désableur-déshuilleur	2	28,305	3962 ,7
-Décanteur primaire	3	761,4	106596
-Bassin d'aération	6	664,88	93083,2
-Décanteur secondaire	3	473,62	66306,8
-Bassin de désinfection	2	147,13	20598,2
-Epaississeur	2	159,98	22397,2
-Digesteur	2	288,25	40355
-Lit de séchage	78	7020	982800

Donc le coût total du terrassement est **Ct = 1336099,1DA**

IV.VI.2.1.2.Coût de Béton armé :

Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement $P_u = 17000$ 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 / m³ de béton

Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f$$

$$C_b = 17000 \text{ DA}$$

$$C_f = 75 \cdot 80 = 6000 \text{ DA}$$

$$C_t = 23000 \text{ DA}$$

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes:

* Vbr : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage $V_{br} = e_r \cdot S_h$

* Vbm : Volume du béton des murs de chaque ouvrage $V_{bm} = e_m \cdot P \cdot H$

P : périmètre de l'ouvrage

H : hauteur de l'ouvrage

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

Ouvrages	Nombre	Volumes		Vtb	Cout Cbf (DA)
		Vbr	Vbm		
Dessableur-déshuilleur	2	28,305	16,63	44,935	1033505
-Décanteur primaire	3	761,4	98,68	860,08	19781840
-Bassin d'aération	6	664,88	302,4	967,28	22247440
-Décanteur secondaire	3	473,62	88,31	561,93	12924390
-Bassin de désinfection	2	147,13	71,1	218,23	5019290
-Epaississeur	2	159,98	68,77	228,75	5261250
-Digesteur	2	288,25	90,43	378,68	8709640
-Lit de séchage	78	7020	865,8	7885,8	181373400

Donc le coût total du béton armé est $Ct_{ba} = 256350755$ DA.

IV.VI.2.1.3.Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{t_{ba}} = 1336099,1 + 256350755 = \mathbf{257686854,1DA}$$

IV.VI.2.1.4.Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25 \cdot C_{gc} = 0,25 \cdot 257686854,1 = \mathbf{64421713,53DA}$$

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

Il est estimé à 40% du ($C_{gc} + C_{VRD}$)

$$C_{\text{éq}} = 0,4 (257686854,1 + 64421713,53) = \mathbf{128843427,1DA}$$

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

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{\text{éq}} = 257686854,1 + 64421713,53 + 128843427,1 = \mathbf{450951994,7DA}$$

IV.VI.2.2.Coût de fonctionnement :**IV.VI.2.2.1.Le coût de main d'œuvre :**

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{m o} = 0,05 \cdot C_{ti} = 0,05 \cdot 450951994,7 = \mathbf{22547599,74DA}$$

IV.VI.2.2.2.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 $1,5 \text{ Kwh/m}^3$

$$C_e = Q \cdot C_e' = Q \cdot P_u \cdot E_c$$

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2045 qui est égale à 271704 m³/j

$$C_e = 271704 \cdot 365 \cdot 4,18 \cdot 1,5 = \mathbf{621808189,2DA/an}$$

IV.VI.2.2.3.Le coût des réactifs chimiques :

Le prix de m³ d'eau de javel est de 2958,23 DA/m³

Le prix de m³ de chlore est de 12412,27 DA/m³

Calculons le prix annuel du chlore :

La masse annuelle : MA = 543,41 . 365 = 198344,65 Kg/an = 198,34 T/an

Le coût annuel est de : Caj = MA . Pu = 198,34 . 12412,27 = **2461849,63DA/an**

Calculons le prix annuel de l'hypochlorite « Naclo »

Cah = Va . Pu = 803 . 2958,23 = 2375458,69DA/an

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

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

Crm = 0,05 . 450951994,7 = **22547599,74 DA**

IV.VI.2.2.5.Le coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

Cff = 0,05 . 450951994,7 = **22547599,74DA**

IV.VI.2.2.6.Le coût de fonctionnement total :

Cft = Cmo + Ce + Caj + Crm + Cff = 22547599,74 + 621808189,2 + 2461849,63
+(22547599,74.2)

Cft = 691912838,1 DA

IV.VI.2.3.Calcul du prix du m³ d'eau traitée :

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2045 est de :

$$Va = 365 \cdot 271704 = 99171960 \text{ m}^3/\text{an}$$

Le coût d'amortissement annuel

$$Caa = Cti / t \quad \text{avec } t: \text{durée d'amortissement } t = 30 \text{ ans}$$

$$Caa = 450951994,7/30 = \mathbf{15031733,16DA}$$

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

$$Ct \text{ st} = Caa + Cft = 15031733,16 + 691912838,1$$

$$Ct \text{ st} = \mathbf{706944571,3 DA}$$

IV.VI.2.5.Le coût de m³ d'eau épurée:

$$Ce = Ct \text{ st} / Va = 706944571,3 / 99171960 \quad \mathbf{Ce = 7,13 DA}$$

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

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

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	1345712,2
Coût total du béton armé	DA	6399599705
Coût total du génie civil	DA	641305417,2
Coût des VRD	DA	160326354,3
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	320652708,6
Coût total des investissements de la station	DA	1122284480
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA	56114224,01
Le coût de l'énergie	DA/an	621808189,2

Le coût des réactifs chimiques	DA/an	2461849,63
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	56114224
Le coût des frais financiers	DA	56114224
Le coût de fonctionnement total	DA	792612710,8
Le calcul d'amortissement	DA	37409482,67
Le coût total de la station	DA	830022193,5
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	8,4

IV.VI.4.Conclusion :

D'après l'étude économique, on remarque que le coût de la station ainsi que le mètre cube d'eau dans la faible charge revient nettement plus cher que la moyenne charge, de ce fait nous opterons donc pour cette dernière variante qui est la moyenne charge.



Chapitre **V**

Calcul hydraulique



Chapitre V : Calcul hydraulique

V.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre , Ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de by-pass, conduite de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

V.2.Emplacement des ouvrages dans le site de la station :

L'arrivée des eaux à la station d'épuration est comme suit :

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 et les eaux usées sont dirigées vers les différents ouvrages de la station.

A l'amont de la station, on place un autre déversoir qui est le by-pass pour éviter l'écoulement vers 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.

V.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 dérivé vers la station que les débits des eaux usées, appelées « débit en temps sec ».

La partie déversante est acheminée vers l'oued, dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pte} = 3622 \text{ m}^3/\text{h} = 1,006 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial a été estimé par la D.H.W. de jijel à $Q_{pl} = 3018 \text{ l/s} \text{ c à d } 3,018 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_C = Q_{pte} + Q_{pl} = 1,006 + 3,018 = 4,024 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.3.1.A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2045 :

$$Q_v = 4,024 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0,9\%$$

Et d'après l'abaque de Basin (01)

$$D_e = 1500 \text{ mm (diamètre à l'entrer du déversoir)}$$

$$Q_{ps} = 4,82 \text{ m}^3/\text{s (débit a pleine section)}$$

$$V_{ps} = 2,73 \text{ m/s (vitesse a pleine section)}$$

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

$$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 4,024/4,82 = 0,83 \text{ (rapport des débits)}$$

$$r_H = H_e/D_e = 0,68 \Rightarrow H_e = 0,68 \cdot 1500 = 1020 \text{ mm (hauteur de remplissage)}$$

$$r_V = V/V_{ps} = 1,113 \Rightarrow V = 1,113 \cdot 2,73 = 3,04 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

V.3.2.A l'aval du déversoir :

$$Q_{pte} = 1,006 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0,9\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,85 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1,58 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0,64; \quad r_H = 0,57; \quad r_V = 1,053;$$

Le débit diversé par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte} = 4,024 - 1,006$

$$Q_d = 3,018 \text{ m}^3/\text{s}$$

V. 3.3. Dimensionnement du déversoir d'orage:

La hauteur d'entrée **$H_e = 0,68 \cdot 1500 = 1020 \text{ mm}$**

La hauteur de sortie **$H_s = 0,57 \cdot 1000 = 570 \text{ mm}$**

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) / 2 = (1020 - 570) / 2 = 225 \text{ mm}$.

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 \cdot Q_d) / (2m(2g)^{1/2} H_d^{3/2})$$

avec :

m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,6$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s

$$b = (3 \cdot 3,018) / 2 \cdot 0,6 \cdot (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot 0,225^{3/2} = 15,96 \text{ m}$$

on prend **b= 16 m.**

V.3.4. Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose une pente de 1,5%

$$Q_d = 3,018 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura : $D_d = 1200 \text{ mm}$

$$Q_{ps} = 3,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2,99 \text{ m/s}$$

Donc $r_Q = 0,9$ abaque de Bazin (02) on aura : $r_h = 0,72$

$$R_v = 1,13$$

V.3.5. Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{pte} = 1,006 \text{ m}^3/\text{s}$ 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 de relevage vers le milieu récepteur. Comme on doit avoir une grille de même dimension que le dégrilleur

$$Q_{pte} = 1,006 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1,5\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01) : $D_s = 800 \text{ mm}$

$$Q_{ps} = 1,104 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2,2 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02) :

$$r_Q = 0,91; \quad r_H = 0,73; \quad r_V = 1,13$$

V.4. Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

V.4.1.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	4 ,4
Dessableur-deshuilleur	4,2
Décanteur primaire	4,0
Bassin d'aération	3,9
Décanteur secondaire	4,19
Bassin de désinfection	4 ,0

V.4.2.Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :

Pour calculer les pertes de charge dans les conduites on utilisera la formule de Darcy définie par :

$$\Delta H = \lambda \frac{LV^2}{2gD}$$

Pour cela on doit connaître les paramètres suivants :

- Les longueurs des conduites (qui peuvent être déduites du schéma d'implantation donc peuvent être calculées).
- Les diamètres des conduites.
- Le débit qui est connu.
- La nature du matériau : on utilisera le béton.

V.4.2.1.Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$Leq = 1,15 \cdot L_{réelle}$$

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'on leur impose une pente de 1,5% pour permettre un bon écoulement de l'eau et assurer l'autocurage avec une vitesse minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

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

Ouvrages	L réelle (m)	Leq = 1,15 .Lréelle (m)
Dégrilleur -Déssableur-deshuilleur	6	6,9
Déssableur-deshuilleur - Décanteur I	6	6,9
Décanteur I - Bassin d'aération	11	12,65
Bassin d'aération - Décanteur II	11	12,65
Décanteur II - Bassin de désinfection	12	13,8

V.4.2.2.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :

➤ **Conduite dégrilleur- déssableur :**

Qpte = 1,006 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

$$\text{Leq} = 6,9 \text{ m } \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,021$$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{6,9.1,006^2}{3,14^2 .10.0,8^5} = 0,036m$$

➤ **Conduite déssableur- décanteur primaire :**

Qpte = 1,006 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

$$\text{Leq} = 6,9 \text{ m } \lambda = 0,021$$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{6,9.1,006^2}{3,14^2 .10.0,8^5} = 0,036m$$

➤ **Conduite décanteurI – bassin d'aération :**

Qpte = 1,006 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

$$\text{Leq} = 12,65 \text{ m } \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,021$$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{12,65.1,006^2}{3,14^2 \cdot 10.0,8^5} = 0,066m$$

➤ **Conduite bassin d'aération – décanteur II :**

Qpte = 1,006 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

Leq = 12,65 m $\lambda = 0,021$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{12,65.1,006^2}{3,14^2 \cdot 10.0,8^5} = 0,066m$$

➤ **Conduite décanteur II – bassin de désinfection :**

Qpte = 1,006 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**

Leq = 13,8 m $\lambda = 0,023$

$$\Delta H = 8.0,023 \frac{13,8.1,006^2}{3,14^2 \cdot 10.0,6^5} = 0,335m$$

➤ **Conduite bassin de désinfection – bassin de stockage :**

Qpte = 1,006 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

Leq = 62,75 m $\lambda = 0,021$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{62,75.1,006^2}{3,14^2 \cdot 10.0,8^5} = 0,33m$$

V .4.3. Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1^2/2g$ et $V_2^2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_1 et Z_2 : cotes des points (1) et (2).

H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

Posons: $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$ donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$ cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$ cote piézométrique au point (2).

$$Cp_2 = Cp_2 + H_{1-2}$$

➤ **Cote piézométrique du dégrilleur :**

On a $Z_d =$ cote terrain du radier = 4,4m

et la hauteur d'eau dans le dégrilleur est de $H_d = 1,2$ m

$$\text{D'où } Cp\ d = Z_d + H_d = 4,4 + 1,2 \quad \mathbf{Cp\ d = 5,6m}$$

➤ **Cote piézométrique du déssableur-déshuileur :**

La hauteur d'eau dans le déssableur-déshuileur est de $H_{d-d} = 2$ m

$$H_d + Z_d = H_{d-d} + Z_{d-d} + H_{d-d-d}$$

$$Z_{d-d} = H_d + Z_d - H_{d-d} - \Delta H$$

$$Z_{d-d} = 1,2 + 4,4 - 2 - 0,036 \quad Z_{d-d} = 3,564\ m$$

$$Cp\ d-d = Z_{d-d} + H_{d-d} = 3,564 + 2 \quad \mathbf{Cp\ d-d = 5,564m}$$

➤ **Cote piézométrique du décanteur primaire :**

La hauteur d'eau dans le décanteur primaire est de $H_{dl} = 2$ m

$$H_{d-d} + Z_{d-d} = H_{dl} + Z_{dl} + H_{d-d-dl}$$

$$Z_{dl} = H_{d-d} + Z_{d-d} - H_{dl} - \Delta H$$

$$Z_{dl} = 2 + 4,2 - 2 - 0,036 \quad Z_{dl} = 4,164\ m$$

$$Cp\ dl = Z_{dl} + H_{dl} = 4,164 + 2 \quad \mathbf{Cp\ dl = 6,164m}$$

➤ **Cote piézométrique du bassin d'aération :**

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BA} = 4$ m

$$H_{dl} + Z_{dl} = H_{BA} + Z_{BA} + H_{dl-BA}$$

$$Z_{BA} = H_{dl} + Z_{dl} - H_{BA} - \Delta H$$

$$Z_{BA} = 2 + 3,8 - 4 - 0,066 \quad Z_{BA} = 1,734\ m$$

$$Cp\ BA = Z_{BA} + H_{BA} = 1,734 + 4 \quad \mathbf{Cp\ BA = 5,734m}$$

➤ **Cote piézométrique du décanteur secondaire :**

La hauteur d'eau dans le décanteur secondaire est de $H_{dII} = 2$ m

$$H_{BA} + Z_{BA} = H_{dII} + Z_{dII} + H_{BA-dII}$$

$$Z_{dII} = H_{BA} + Z_{BA} - H_{dII} - \Delta H$$

$$Z_{dII} = 4 + 2,9 - 2 - 0,066 \quad Z_{dII} = 4,834\ m$$

$$Cp\ dII = Z_{dII} + H_{dII} = 4,834 + 2 \quad \mathbf{Cp\ dII = 6,834m}$$

➤ **Cote piézométrique du bassin de désinfection :**

La hauteur d'eau dans le bassin de désinfection est de $H_{Bd} = 3$ m

$$H_{dII} + Z_{dII} = H_{Bd} + Z_{Bd} + H_{dII-Bd}$$

$$Z_{Bd} = H_{dII} + Z_{dII} - H_{Bd} - \Delta H$$

$$Z_{Bd} = 2 + 4,1 - 3 - 0,335$$

$$Z_{Bd} = 2,765 \text{ m}$$

$$Cp \text{ Bd} = Z_{Bd} + H_{Bd} = 2,765 + 3$$

$$Cp \text{ Bd} = 5,765$$

Tableau V.3 : Récapitulatif des résultats :

Désignations	Cote (m) terrain	Cote radier (m)	Plan d'eau (m)	ΔH (m)	Cote (m) piézométrique
-dégrilleur	4,4	4,4	1,2		5,6
-désableur-déshuileur	4,2	3,564	2	0,036	5,564
-décanteur primaire	4,0	4,164	2	0,036	6,164
-bassin d'aération	3,9	1,734	4	0,066	5,734
-décanteur secondaire	4,19	4,834	2	0,066	6,834
-bassin de désinfection	4,0	2,765	3	0,336	5,765

V.5. Station de relevage :

Pour le dimensionnement du bassin d'aspiration (bâche à eau) on utilise le débit de pointe de l'horizon 2045, qui est de 1,006m³/s. Donc il faut calculer le volume de la bâche d'aspiration, on appliquant la relation suivante :

V.5.1. Le volume du bassin :

Pour le dimensionnement du bassin d'aspiration on utilise le débit de pointe en temps sec de l'horizon 2045. Donc il faut calculer le volume de bassin « puisard »:

$$V = t \cdot Q_{pt} / 4 \cdot n$$

Q_{pt} : Le débit de pointe par temps sec (m³/s).

t : L'intervalle entre deux démarrages successifs de la pompe qui varie (6-15) mn.

n : Nombre de pompe.

$$V = (15 \cdot 1,006 \cdot 60) / 4 \cdot 4$$

$$V = 57 \text{ m}^3$$

$$S = V/h = 57/3 = 19 \text{ m}^2 \text{ S} = 19 \text{ m}^2$$

$$L = 4,36 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 2,20 \text{ m}$$

V.5.2.Calcul du diamètre de la conduite de refoulement:

Pour le calcul du diamètre de la conduite de refoulement vers l'ouvrage d'entrée le dégrilleur sera calculer par la formule de Bonin $D_{eco} = \sqrt[3]{Q_{pt}}$ (m).

$$Q_{pt} = 1,006 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow D_{eco} = \sqrt[3]{1,006} = 1,002 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est **D = 1000mm**

La vitesse d'écoulement est : $V = 4.Q/\pi . D^2$

$$V = 1,28 \text{ m/s}$$

V.5.3.Calcul de la hauteur manométrique de la pompe :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_{total}$$

H_g : Hauteur géométrique

ΔH : Perte de charge totale

$$H_g = h_1 - h_2$$

h_1 : cote au niveau de la bache de réception

h_2 : cote au niveau de l'ouvrage d'entrée

$$H_g = 5,6 - 4,4 = 1,2 \text{ m}$$

$$\Delta H = 8\lambda.L.Q^2 / \pi^2 . g . D^5$$

Q : débit refouler m^3/s .

D : Diamètre de la conduite de refoulement m.

L : Longueur de la conduite de refoulement m.

λ : Coefficient de perte de charge.

On peut estimer les pertes de charge à 1,00 m

$$\text{Donc } H_{mt} = 1,2 + 1 = 2,2 \text{ m}$$

V.5.4.Choix de la pompe :

On utilise des pompes d'assainissement pour le relevage des eaux usées de la bache de réception vers l'ouvrage d'entrée.

D'après le logiciel KSB (help pumpselection).

Nombre de pompes : 4 (3 + 1)

Type de pompe : Sewatec K 300-400 / G 3E-N

Débit Unitaire : 905 m^3/h

HMT : 2,2 m

Vitesse de rotation : 585 tr/min

Puissance unitaire : 3,05 KW

Rendement : 70,2 %

NPSH_r: 1,98

Type d'installation : installation horizontal à sec.

Diamètre de la roue : 379 mm

Cette pompe a bon rendement et une puissance absorbée minimale.

V.6.Conclusion :

Dans ce chapitre on a arrivé à calculer les cotes piézométriques des différents ouvrages de la station d'épuration pour mieux dessiner le profil hydraulique et on a aussi dimensionné les différentes conduites qui relient les ouvrages de la station d'épuration et enfin on a pu choisir le type de pompe adéquate pour relever les eaux usées de la bêche d'eau au premier ouvrage d'entrée qui est la grille.



Chapitre **VI**

*Hygiène et sécurité de
travail*



Chapitre VI : Hygiène et Sécurité de travail

VI.1.Introduction :

La station d'épuration, organe de protection du milieu récepteur, peut également constituer une source de danger et de nuisance pour le personnel qui est amené à y travailler.

Il est donc indispensable de prendre des précautions afin d'éviter les accidents suivantes :

VI.2.Risques de circulation :

Les chutes et les glissades comptent parmi les accidents les plus fréquents.

Elles sont dues à :

- L'absence de balustres
- L'étroitement des abords des bassins
- La présence des boues ou de l'eau sur les lieux de travail
- L'éclairage insuffisant

Ces risques peuvent être évités par :

- La mise en place des sols anti-dérapant
- La mise en place de garde-corps, dès que la différence de niveau dépasse 0,5 m afin de prévenir les chutes de hauteur
- Le nettoyage périodique des sols et l'élimination des flaques d'eau ou de boues et des taches de lubrifiants.
- Les noyades dans le bassin peuvent être évitées par la mise en place des filins tendus autour ou en travers des bassins à 10 m au dessus de l'eau, et des perches ou des bouées en bordures

VI.3.Risques de manutention :

La manutention est à l'origine de nombreux incidents, notamment le levage et la remise en place des trappes de fermeture des regards. On préférera aux plaques en béton les plaques métalliques pleines, plus légères et mieux équipées, ou les plaques en caillebotis, là où c'est possible. Les plaques rondes ne risquent pas de se mettre en travers de l'orifice et d'échapper pour tomber au fond du regard, comme les plaques carrées dépourvues d'un dispositif de charnière.

VI.4. Risques d'incendie et d'exploitation :

Le risque d'incendie est très réduit sur les stations où il n'existe pas de stockage des gaz de digestion. Seule la défaillance simultanée de l'ensemble des dispositifs de protection électrique pourrait entraîner d'un feu de ce type. Si les gaz de digestion sont accumulés en vue d'une réutilisation, le risque d'explosion l'emporte sur celui d'incendie : le digesteur et ses annexes relèvent alors de la réglementation des installations classées. Ils comporteront un limiteur de pression, un système anti vide avec un signal d'alarme, une sécurité anti-retour de flamme, une torchère, un équipement électrique antidéflagrant. Les locaux seront ventilés et contrôlés à l'aide d'un explosimètre. Les canalisations de gaz seront repérées, les lieux de leur passage ventilés, artificiellement pour ceux qui seraient situés en souterrain.

Lors de la vidange d'un digesteur pour réparation intérieure, on pratiquera une ventilation forcée suffisante, après avoir éliminé autant que possible toutes les matières organiques assez constantes pour subsister après la vidange et susceptibles de poursuivre leur fermentation en produisant des gaz qui risquent de s'accumuler dans l'ouvrage. Mais des fermentations peuvent survenir également partout là où il y a accumulation de matières organiques.

Il faut aussi prendre garde au danger résultant de l'introduction dans le réseau de liquides volatils (solvants organiques, essence, etc...). Les incidents seront prévenus par une ventilation efficace et l'exploration à l'explosimètre avant la mise en marche de tout appareil susceptible de provoquer une déflagration (poste de soudure par exemple).

VI.5. Risques d'intoxication :

Ces risques apparaissent à la suite du déversement de substances toxiques, et la présence de l'hydrogène sulfuré (H_2S) produit par les digesteurs, vu que ce gaz peut entraîner la mort.

Il faut donc, prendre des précautions particulières pour pénétrer les zones exposées aux dangers, à savoir le port d'une tenue de travail approprié, le masque à oxygène et signalisation de toute sensation inhabituelle au responsable concerné.

VI.6. Risques mécaniques :

Les risques mécaniques (entraînement, choc, cisaillement, coupure) résultant d'organes en mouvement seront prévenus par la mise en place d'écrans ou de grilles, fixes ou mobiles selon les cas. Les protections mobiles ne devront pas pouvoir être ouvertes sans provoquer

de ce fait l'arrêt de l'organe qu'elles isolent. On portera une attention particulière aux chaînes des dégrilleurs, aux courroies de transmission, aux entraînements des systèmes de raclage, etc... le danger des coupures est accru par le caractère septique des produits manipulés : d'où la nécessité de procéder immédiatement à un lavage et à une désinfection soigneuse et de faire examiner par un médecin toute plaie un peu étendue ou profonde. Le port de gants limite considérablement les occasions de coupure ou de brûlure.

VI.7.Risques dus aux réactifs et banals :

La manipulation de quelques réactifs chimiques peut être dangereuses tel que le chlore, la chaux...etc.

Parmi les risques banals on citera :

- Les lésions au dos, les foulures fractures et contusions
- Les coupures écorchures
- La pénétration d'un corps étranger dans l'œil
- La chute d'un objet sur un pied
- Les blessures à la tête

Il convient donc de se protéger contre tout contact par le port d'un vêtement approprié, des gants, bottes, lunettes, et casques.

VI.8.Risque électrique :

Il est accru par l'ambiance humide des stations. La réglementation est à ce sujet très précise (décret n° 62 1454 du 14 novembre 1962, normes NFC 15-100 et 20-010). Les principales mesures de prévention sur l'installation comprennent :

- l'utilisation de très basse tension de sécurité,
- l'isolation des parties actives,
- la protection par des enveloppes ou des barrières,
- la pose de disjoncteurs différentiels,
- l'interconnexion des masses.

elles sont à compléter par l'utilisation d'outils à manche isolant, de plateformes et d'échelles isolantes, le port de gants et de chaussures à semelles isolantes ; si la sécurité électrique est en pratique presque toujours satisfaisante en début d'exploitation, elle a

tendance à se dégrader progressivement du fait de la manipulation des branchements annexes, de l'élimination des dispositifs de sécurité et surtout des bricolages et des branchements de fortune, permanents ou temporaires.

VI.9.Risques infectieux :

Reste à examiner le risque sur les stations d'épuration, c'est-à-dire le risque infectieux, résultant soit d'un contact direct avec les eaux et les boues, soit de l'inhalation des aérosols émis chaque fois qu'il y a agitation de l'eau, surtout au niveau des bassins d'aération. L'expérience acquise sur les stations comme les enquêtes épidémiologiques réalisées depuis quelques années semblent montrer que le risque, s'il n'est pas inexistant, est certainement réduit, probablement limité à quelques manifestations gastro-entérique assez bénignes, plus fréquents chez les personnels récemment recrutés.

Quoiqu'il en soit des mesures préventives sont indispensables :

- ouverture vaccinale (tétanos, tuberculose, typhoïde, poliomyélite, éventuellement leptospirose), renouvelée par les rappels,
- port de vêtements de travail pendant tout le temps de présence sur la station, quittés avant de gager l'extérieur ; on évitera de les laver avec le linge de la famille,
- Si nécessaire, port de gants, de bottes, de coiffures, de masques,
- Interdiction de consommer aliments et boissons sur le poste de travail, recommandation de ne pas fumer,
- hygiène corporelle stricte,
- désinfection immédiate et protection des plaies, coupures, brûlures, etc...

Un vestiaire chauffé, une douche avec eau chaude doivent être installés dès que la taille de la station le permet, notamment si elle occupe du personnel permanent.

L'automatisation permet de réduire les occasions de contact avec les matériaux infectés (Dégrillage par exemple).

VI.10. Conclusion :

Le projeteur doit porter toute son attention aux prescriptions destinées à améliorer les conditions de travail, l'hygiène et la sécurité. Les conditions d'exécution des manœuvres les plus courantes sont trop rarement prises en compte au stade du projet (accessibilité des organes, facilité de la manœuvre). Tous ces éléments devraient pourtant être intégrés à la conception de la station, d'autant plus que les aménagements et les remaniements à apporter par la suite coûteront beaucoup plus cher que s'ils avaient été prévus au départ.



Chapitre **VII**

*Gestion et exploitation de la
station*



Chapitre VII : Gestion et exploitation de la station

VII.1.Introduction :

Le bon fonctionnement et la durée de vie de d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien au parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, mûrs, etc...

VII.2.Mesures et Contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- Mesure de débit
- Mesure de pH et de la température

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimale du bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Recherche des substances toxiques
- Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues
- Le taux d'aération
- Le taux des boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g mvs/l

Si :

MVS > 4g/l on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération

MVS < 4g/l on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération

Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs, filtres ou centrifugeuses...)

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif

VII.3. Contrôle de fonctionnement :

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs....etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distincte afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

VII.3.1. Contrôle journalier :

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de décantation et de turbidité.
- les odeurs.
- les couleurs des boues.
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire,

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

VII.3.2. Contrôle périodique :

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.

- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit. [14]

VII.4. Entretien des ouvrages :

VII.4.1. Dégrilleur :

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râpeaux.
- Noter les quantités de refus journalier.
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

VII.4.2. Déssableur-déshuileur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement.
- faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

VII.4.3. Bassin d'aération :

- Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

VII.4.4. Clarification :

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.

- Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes.
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

VII.4.5. Désinfection des eaux épurées :

- Maintenir le poste en état de propreté.
- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration.
- Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.
- Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité. [14]

VII.4.6. Lits de séchage :

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refaits complètement, les drains seront colmatés ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

VII.4.7. Epaisseur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.

- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.
- Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VII.5.Conclusion :

Le maintien en parfait de la station d'épuration exige des travaux d'entretien, de réparation et de nettoyage périodiques des différents ouvrages et dispositifs. La qualité des eaux épurées doit également être contrôlée par la mesure des différents paramètres physiques et chimiques.

Le bon fonctionnement de la station nécessite aussi la protection du personnel d'exploitation contre tous risques.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de notre travail était l'étude d'une station d'épuration pour :

- Traiter les eaux usées avant le déversement dans le rejet.
- Protéger le littoral de la ville de JIJEL.
- Améliorer le cadre de vie de citoyens.

Pour le dimensionnement on a choisi :

- Le traitement biologique par boues activées car ce traitement permet d'atteindre un excellent rendement dépollution d'effluents et un coût du mètre cube d'eau épurée minimum et une exploitation très simple.
- La variante à moyenne charge car c'est la variante la plus économique et en plus de ça elle nous donne un meilleur rendement.

Mais aujourd'hui, il ne suffit pas de construire des stations d'épuration mais il faut savoir comment les gérer car une station d'épuration sans une bonne gestion ne peut pas tenir longtemps ; car les performances épuratoires sont obtenues par un bon entretien des ouvrages de la station et un contrôle quotidien des équipements, et des paramètres indiquant la qualité d'eau à épurer.

Les stations d'épuration nécessitent un personnel qui doit être toujours présent et persévérant pour prendre quotidiennement des observations et assurer le bon déroulement des différentes étapes de traitement ; et en contre partie le personnel doit être protégé contre n'importe quel danger dont il est tout le temps exposé.



Annexes





Annexe(01) :

Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage

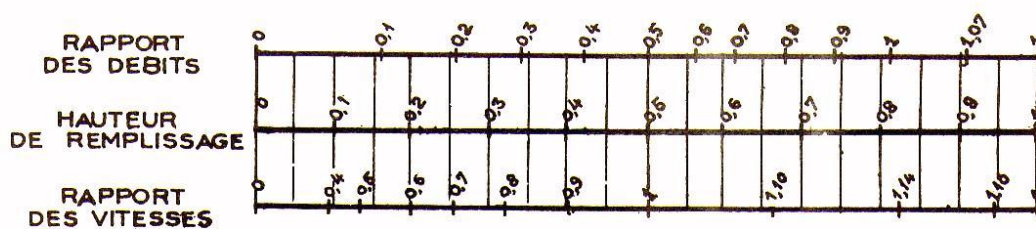


ANNEXE X

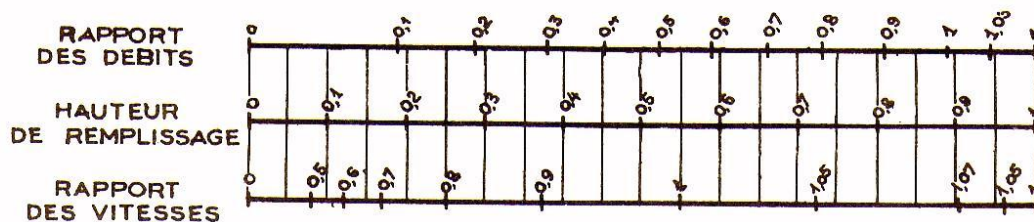
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section



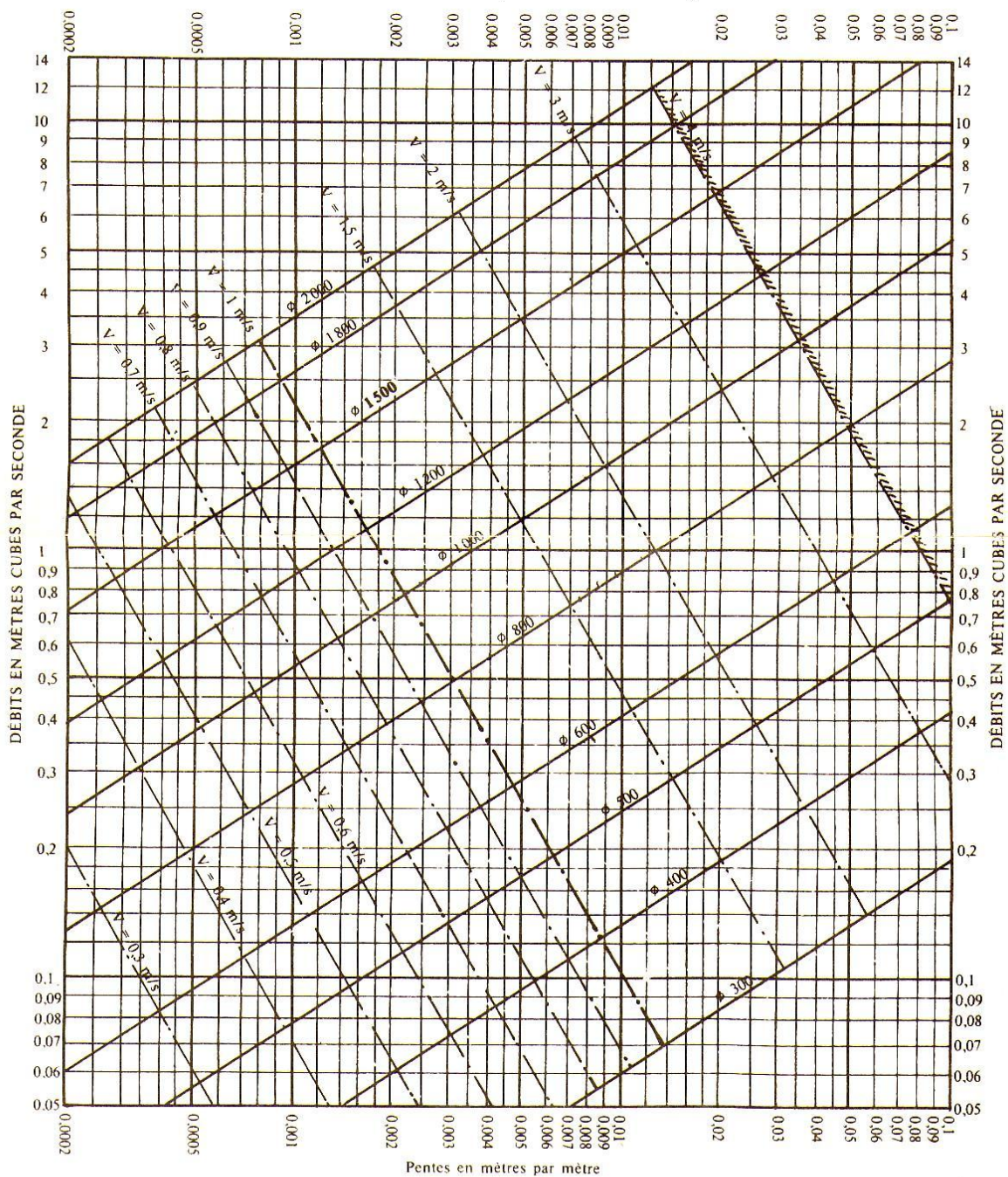
Annexe(02) :

Réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif



ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1]. GaujousD , La pollution des milieux aquatiques. Aide mémoire.
Edition technique et documentation,Lavoisier.1995
- [2]. BouzianuM , L'eau, de la pénurie aux malades.
Edition IBN-Khaldoun.2000
- [3]. ValironF , Maîtrise de la pollution urbaine, état de l'art
Edition technique et documentation,Lavoisier.1992
- [4]. Abdelkader.Gaid, Tome 1
Epuraton biologique des eaux usées urbaines
OPU. Alger. 1984.
- [6]. DEGREMONT Mémento technique de l'eau
Edition technique et documentation, lavoisier.1989
- [7]www.techno-science.net.
- [5][http://www.gedofr/fiche con seuil/trait eau/trait physico.htm](http://www.gedofr/fiche_con_seuil_trait_eau_trait_physico.htm).
- [8]Dia Prosiuem.
Technique et économie de l'épuration des eaux résiduaires
Publication de bulletin sein. Normandie. Octobre 71.
- [9]Jaques Bernard, Colette Caerels, GenevièreDieblot, Alain Dupouy.
Le Memento technique de l'eau.
Tome 2. Degrément.
- [10][http://www.oieau.fr/Re FEA/module 2d.htm/](http://www.oieau.fr/Re_FEA/module_2d.htm/).
- [11]W.W Echenfeldr.
Gestion des eaux usées urbaines et industrielles.
Technique et documentation Paris.
- [12]Merdoud Mahmoud. MFE (ENSH)
Conception de la STEP de l'UNAJUC de Boufarik. 2003.
- [13]A. Gaio.
Epuraton biologique des eaux usées urbaines.
OPU Alger 1984
- [14]. Bechac. P, Pierre. Boutin, B. Mercier, P. Nuer.
Traitement des eaux usées.
EYROLLES Paris 1987.
- [15]E. Edeline.
L'épuration biologique des eaux résiduaires. 1980.
- [16]Marc Satin, BeclinSelmi.
Guide technique de l'assainissement.
Edition de moniteur. Paris 1999.