

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION PAR
BOUES ACTIVEES DE LA VILLE D'AIN OUSSERA
(W.DJELFA)**

Présenté par :

M^r: GUIRA ADEL

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} H.MEDDI	M C.B	Présidente
M^{me} S. HOULI	M A.A	Examinatrice
M^{me} M. KAHLERRAS	M A.B	Examinatrice
M^r A. RASSOUL	M C.B	Examineur
M^r A. HACHEMI	M A.A	Promoteur

Septembre 2012

Dédicace



Je dédie ce modeste travail

*Spécialement à ma très chère mère et à mon très cher père pour ces
Sacrifices, son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver*

A ce Que je suis devenu aujourd'hui.

A mes très chers frères ;

Belakhdar, Abdelhamide, Youcef, Azzedine, et Ayman

A mes oncles maternelle et paternelle ;

A mes tantes maternelle et paternelle;

A mes Amis : Hamza, Lamin, Ramdan, Nail, Mohamed,

A toute ma famille : GUIRA

Et tous les étudiants de 5^{ème} année spécialement le groupe assainissement

A tous mes amis (es) de l'école.

Et à tous ceux que j'aime.



Adilo
Septembre 2012

Remerciements



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

« Et on ne remercie dieu qu'après avoir remercié les gens »

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

Je remercie fortement mon promoteur : Mr: HACHEMI.ABK de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je remercie Mr: SAAOUD, Mr: HAMDI et Mr: MOHAMED BENINAL qui m'ont beaucoup aidé.

Je tiens à remercier aussi :

- * Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.*
- * Le corps d'enseignants, les étudiants et l'administration de l'ENSH.*
- * Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration et*

L'aboutissement de ce mémoire.



Adilo
Septembre 2012

ملخص:

إن الهدف الاساسي من دراسة مشروع محطة تصفية المياه المستعملة بمدينة عين وسارة ولاية الجلفة هو تحسين الظروف البيئية بالإضافة الى الحفاظ وحماية محيط واد بوسدراية وحماية الصحة العمومية من أجل استغلال مياه هذا الأخير في سقي الأراضي الفلاحية.

المدينة مجهزة بشبكة احادية تضمن صرف المياه المستعملة مستقبلا نحو موقع المحطة.

تطرقنا في هذه المذكرة على حساب الحمولة الملوثة و إيجاد أبعاد كل منشأ في المحطة، و أيضا اقتراح التموضع الملائم لكافة هاته المنشأة بالموقع المحدد للمحطة.

Résumé:

L'objectif principale de l'étude d'un projet de la station d'épuration par boues activées de la ville d'Ain Oussera wilaya de DJELFA, d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux de Oued Boussedraia et protège la sante publique pour exploiter ce dernier a l'agriculture.

Les eaux brutes arrivent à la station d'épuration par l'intermédiaire d'un réseau unitaire.

Cette étude repose sur le calcul de la charge polluante, ou nous déterminons les dimensions de chaque ouvrage dans la station et nous proposons à la fin un emplacement adéquat de ces ouvrages sur le site réservé

Abstrat :

The principal objective of the study of used water cleaning station project in Ain Oussera wilaya of Djelfa, and the improvement of ecological circumstances besides to preservation of the environment Oued Boussedraia, and the protection of public health to exploit waters of that latter in irrigating agricultural fields.

The town is equipped by a unified network which guarantees evacuating used waters in the future towards the station location.

We have mentioned in this dissertation, counting the polluted capacity, and finding dimensions for all sources in that station. Also, the suggestions appropriate localization to those amenities in the fixed location of this station.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Présentation du site

I. Introduction :	2
I.1. Situation géographique :	2
I.2. Hydrogéologie :	4
I.3. Caractéristiques climatiques :	4
I.3.1. Climatologie :	4
I.3.2. Précipitations :	4
I.3.3. Températures :	5
I.3.4. Vents :	6
I.4. Geologie :	6
I.5. Sismicité :	6
I.6. Hydrographie :	6
I.7. Etude démographique d'Ain oussera :	7
I.7.1. Estimation de la population actuelle et future :	7
I.8. Equipements:	8
I.9. Capacité totale en équivalent habitant de la STEP d'Ain Oussera :	9
I.10. Alimentation en eau potable :	9
I.10.1. Dotation :	9
I.10.2. Evaluation des besoins en eau :	10
I.11. Enquête sur la situation de l'assainissement dans la ville d'Ain Oussera.....	10
I.12.Choix de l'emplacement de la station d'épuration :	10
I.12.1. Site de la station :	11

CHAPITRE II : Les procédés d'épuration biologique des eaux usées

II.1. Introduction :	12
II.2. Prétraitements physiques :	13
II.2.1. Dégrillage :	13
II.2.2. Tamisage :	14
II.2.3. Dessablage :	14
II.2.4. Dégraissage-déshuilage :	14
II.3. Traitements primaires :	15
II.3.1. Décantation primaire :	15
II.4. Traitements secondaires :	15
II.4.1. Traitement physico-chimique :	15
II.4.1.1. Coagulation :	16
II.4.1.2. Flocculation :	16
II.4.2. Traitement biologique :	17
II.4.2.1. Les procédés intensifs :	18
II.4.2.2. Les procédés extensifs :	20
II.5. Conclusion :	22

CHAPITRE III : procédé d'épuration par boues activées

III.1. Introduction :	23
III.2. Paramètres de fonctionnement :	24
III.2.1. La charge massique (C_m) :	24
III.2.2. La charge volumique (C_v) :	24
III.2.3. Age des boues A_b :	24
III.2.4. Recirculation des boues :	25
III.2.5. Indice de boues I_b :	25
III.2.6. Indice de Mohlmaan I_m :	25
III.3. Choix du procédés d'épuration :	26
III.3.1. Procédé à forte charge :	26
III.3.2. Procédé à moyenne charge :	26
III.3.3. Procédé à faible charge :	26
III.4. Description des ouvrages :	27
III.4.1. Traitement biologique :	27
III.4.1.1. Bassin d'aération :	27
III.4.1.2. Décanteurs secondaires :	27
III.4.2. Traitement tertiaire (Désinfection) :	28
III.4.3. Traitement des boues :	28
III.4.3.1. L'épaississement :	28
III.4.3.2. Stabilisation ou digestion des boues :	28
III.4.3.2.1. Digestion aérobie :	29
III.4.3.2.2. Digestion anaérobie :	29
III.4.3.3. Déshydratation :	29
III.4.3.4. Lit de séchage :	29
III.5. Paramètres influençant le processus épuratoire :	29
III.5.1. Besoins en oxygène :	29
III.5.2. Besoins en nutriments :	29
III.5.3. Effet de la température :	30
III.5.4. Influence de PH :	30
III.5.5. Influence de la toxicité :	30
III.5.6. Avantages et inconvénients :	30
III.6. Conclusion :	30

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration.

IV.1. Introduction :	31
IV.2. Analyse des eaux usées et estimation de la pollution :	31
IV.2.1. Résultats des analyses :	31
IV.2.2. Interprétation des résultats d'analyses physico-chimiques de l'air d'étude :	32
IV.2.2.1. Les paramètres physiques :	32
IV.2.2.2. Les paramètres chimiques :	33

IV.2.2.3. Les paramètres microbiologiques :	34
IV.3. Calculs de base pour le dimensionnement :	35
IV.3.1. Estimation des débits :	35
IV.3.2. Evaluation des charges polluantes :	36
IV.A. LES PRETRAITEMENTS :	38
IV.A.1. Degrillage tamisage :	38
IV.A.1.1. Degrillage :	38
IV.A.1.2. Tamisage :	39
IV.A.2. Calcul des degrilleurs :	39
IV.A.2.1. Horizon 2030 :	39
IV.A.2.2. Horizon 2050 :	43
IV.A.2.3. Calcul les pertes de charges :	45
IV.A.3. Dessablage-deshuilage :	47
IV.A.4. Dimensionnement du dessableur-deshuileur :	48
IV.A.5. Calcul des quantités de matières retenues par le dessableur-deshuileur	49
IV.B. LES TRAITEMENTS PRIMAIRES :	50
IV.B.1. Introduction :	50
IV.B.2. Les différents types de décanteurs :	50
IV.B.3. Dimensionnement du décanteur primaire :	50
IV.B.3.1. Calcul du décanteur à l'horizon 2030 :	50
IV.B.3.2. Calcul de la quantité de boues éliminées :	52
IV.B.3.3. Calcul du décanteur à l'horizon 2050 :	52
IV.B.3.4. Calcul de la quantité de boues éliminées :	53
IV.C. LES TRAITEMENTS SECANDAIRES :	54
IV.C.1. Introduction :	54
IV.C.2. Etude de la variante à moyenne charge :	54
IV.C.2.1. La charge volumique (C_v) :	54
IV.C.2.2. La charge massique (C_m) :	54
IV.C.3. Bassin d'aération :	55
IV.C.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération à l'horizon 2030 :	55
IV.C.3.1.1. Données de base :	55
IV.C.3.2. Besoin en oxygène :	56
IV.C.3.3. Système d'aération (Partie à détailler) :	57
IV.C.3.3.1. Les différents systèmes d'aération :	57
IV.C.3.3.2. Choix du système d'aération :	59
IV.C.3.4. Calcul des aérateurs de surface à installer :	59
IV.C.3.5. Calcul des aérateurs par insufflation d'air :	61
IV.C.4. Décanteur secondaire (clarificateur) :	62
IV.C.4.1. Dimensionnement du clarificateur à l'horizon 2030 :	62
IV.C.4.2. Bilan des boues :	62

IV.D. LA DESINFECTION :	67
IV.D.1. Introduction :	67
IV.D.2. Dose de chlore à injecter :	67
IV.D.3. Dimensionnement du bassin de désinfection :	68
IV.E. LE TRAITEMENT DES BOUES :	69
IV.E.1. Introduction :	69
IV.E.2. Epaissement des boues :	70
IV.E.2.1. Epaissement par décantation :	70
IV.E.2.2. Epaissement par flottation :	70
IV.E.3. Stabilisation des boues :	70
IV.E.4. Déshydratation des boues :	71
IV.E.4.1. Déshydratation sur lit de séchage :	71
IV.E.4.2. Déshydratation mécanique :	71
IV.E.4.3. Déshydratation naturelle (séchage thermique) :	71
IV.E.5. Choix de la filière de traitement de boues :	71
IV.E.6. Dimensionnement des ouvrages :	71
IV.E.6.1. Horizon 2030 :	71
IV.E.6.1.1. Dimensionnement de l'épaississeur :	71
IV.E.6.1.2. Dimensionnement du digesteur :	72
IV.E.6.1.3. Dimensionnement du lit de séchage :	74
IV.E.6.2. Horizon 2050 :	75
IV.E.6.2.1. Dimensionnement de l'épaississeur :	75
IV.E.6.2.2. Dimensionnement du digesteur :	75
IV.E.6.2.3. Dimensionnement du lit de séchage :	75

Chapitre V : Calcul hydraulique :

V.1. Introduction :	79
V.2. Emplacement des ouvrages dans le site de la station :	79
V.3. Déversoir d'orage :	79
V.4. Choix du type de déversoir :	80
V.5. Mode de calcul :	80
V.6. Dimensionnement du déversoir d'orage :	81
V.7. Dimensionnement de la conduite de fuite :	82
V.8. Dimensionnement de la conduite By-pass :	82
V.9. Profil hydraulique :	82
V.9.1. Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages	83
V.9.2. Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :	83

V.9.2.1. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :.....	83
V.9.2.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :.....	84
V.9.2.3. Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages :.....	85
V.10. Conclusion :.....	87

CHAPITRE VI : Gestion et exploitation de la station d'épuration

VI.1. Introduction :.....	88
VI.2. Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :.....	88
VI.3. Contrôle de fonctionnement:.....	89
VI.3.1. Contrôle journalier :.....	98
VI.3.2. Contrôles périodiques :.....	90
VI.4. Entretien des ouvrages :.....	90
VI.4.1. Le dégrilleur :.....	90
VI.4.2. Déssableur-déshuileur :.....	90
VI.4.3. Bassin d'aération :.....	91
VI.4.4. Clarification :.....	91
VI.4.5. Désinfection des eaux épurées :.....	91
VI.4.6. Lits de séchage :.....	91
VI.4.7. Epaisseur :.....	92
VI.5. Conclusion :.....	92

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES PLANCHES

Planche 1 : Vue en plan de la station d'épuration d'Ain Oussera (W.Djelfa).

Planche 2 : Profil hydraulique de la station d'épuration d'Ain Oussera.

Planche 3 : Ouvrages de la station d'épuration d'Ain Oussera.

Planche 4 : Ouvrage du bassin d'aération

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Moyennes mensuelles des précipitations (période *1990-2004*).	5
Tableau I.2 : Coordonnées de la station pluviométrique	5
Tableau I.3 : Moyennes mensuelles des températures en (°C) période *1990-2004*	5
Tableau I.4 : Fréquence des vents.	6
Tableau I.5 : Evolution de la population entre 1977 - 2002.	7
Tableau I.6 : Evolution de la population entre 1977 - 2011.	8
Tableau I.7 : Evolution de la population future (2011- 2050).	8
Tableau I.8 : Estimation de la population total (2011-2050) en équivalent habitant.	9
Tableau I.9 : Progression de la dotation.	9
Tableau I.10 : Evaluation des besoins en eau d'Ain Oussera pour l'horizon (2030-2050).	10
Tableau III.1 : Classement des procédés par boues activées	24
Tableau IV.1 : Résultat de l'analyse des eaux usées au niveau du rejet de la ville d'Ain Oussera (W. Djelfa).	31
Tableau IV.2 : Le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO ₅).	33
Tableau IV.3 : Estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons d'études.	36
Tableau IV.4 : Récapitulatif des résultats de dimensionnement pour l'horizon 2030-2050.	45
Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif (Dessablage-Déshuilage).	49
Tableau IV.6 : Récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.	54
Tableau IV.7 : Valeur des coefficient a' et b' en fonction de la charge massique.	56
Tableau IV.8 : Récapitulatif (Traitement secondaire).	65
Tableau IV.9 : Récapitulatif (Désinfection).	69
Tableau IV.10 : Récapitulatif des résultats de traitement des boues.	77
Tableau V. 1 : Côtes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station.	83
Tableau V. 2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station.	84
Tableau V. 3 : Récapitulatif des résultats.	86

LISTE DES FIGURES

Fig. (I.1) : Plan de situation de la Wilaya de Djelfa	3
Fig. (I.2) : Localisation du site de la future STEP.....	10
Fig.(II.1) : Chaîne de traitement d'une eau usée.....	12
Fig.(II.2) : Schéma de quelque types de degriilleur.....	13
Fig.(II.3) : Essai de coagulation dans une usine de traitement	16
Fig.(II.4) : Processus de coagulation, floculation et de sédimentation	17
Fig.(II.5) : Traitement physico-chimique	17
Fig.(II.6) : Les disques biologiques.....	19
Fig.(II.7a) : Schéma de mise en œuvre de lit bactérien	20
Fig.(II.7b) : Lit bactérien.....	20
Fig.(II.8) : Lagunage naturel	22
Fig.(III.1) : Eléments de base d'une station d'épuration par boues activées :.....	23
Fig.(III.2) : Installation du bassin d'aération et clarificateur :	24
Fig.(IV.1) : DBO ₅ éliminé dans le décanteur primaire en fonction de la charge hydraulique... ..	51
Fig. (IV.2) : Différents type de mobiles d'ération/agitation.....	58
Fig. (IV.3) : Différents type des systèmes d'aération par insufflation d'air.....	59
Fig. (IV.4) : Origine des boues.....	69
Fig. (IV.5) : Lit de sechage.....	74
Fig. (IV.6) : Traitement des boues à moyenne charge.....	78

Introduction générale

Le développement de l'humanité est de plus en plus freiné par la pollution croissante de l'eau. La contamination des lacs et des rivières est un des problèmes de pollution de l'eau que l'on rencontre le plus fréquemment dans le monde, d'où la nécessité de traiter les eaux usées avant de les rejeter dans les milieux naturels.

La double pollution urbaine et industrielle tend irréversiblement à limiter les ressources en eau si de sérieuses préventions ne sont pas prises. A cet effet, et en matière de politique d'objectif de qualité des eaux, les pouvoirs publics des pays à forte activités urbaines et industrielles dont l'algerie n'échappe guère, ont développé une intense activité dans ce domaine pour lutter contre les pollutions et pour préserver, entretenir et valoriser les ressources naturelles de l'eau.

Parmi les solutions de traitements des eaux usées envisageables, des stations d'épuration ont été conçues et réalisées au voisinage des grandes villes et agglomérations qui ont pour but non seulement le traitement des eaux usées mais particulièrement à mettre en évidence les possibilités de recycler les substances et d'analyser jusqu'à quel point l'eau résiduelle épurée peut être réutilisée. Mais toutefois, des efforts encore importants restent à réaliser dans d'autres agglomérations et notamment pour le cas présent de la ville d'Ain Oussera et dont le présent travail se propose d'étudier.

Néanmoins, nous notons que quelques détails de calcul n'ont pas été accentués d'une manière suffisante, et cela est dû au manque lié à la collecte des données relatives à la région étudiée, et à la pénurie de la documentation surtout le support pratique, c'est-à-dire le manque des notes de calculs traitant ce sujet.

Le travail effectué se résume sur les points suivants :

- Collecte des données relatives à la ville d'Ain Oussera.
- Estimation des débits des eaux usées.
- Analyse des effluents qui s'avèrent biodégradables.
- Détermination des charges polluantes.
- Choix de filière de traitement.
- Dimensionnement de la STEP.

La station aura donc pour but d'épurer les eaux usées domestiques de la ville d'Ain Oussera pour les réutiliser en agriculture ou bien le rejeter dans l'Oued BOUSSEDRAIA.

- Le dimensionnement de la station sera fait pour deux horizons 2030 et 2050.

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

Le premier chapitre: comporte une présentation générale de la ville d'Ain Oussera.

Le deuxième chapitre: est consacré à une étude bibliographique sur les différents procédés de traitement des eaux usées.

Le troisième chapitre " est consacré pour une étude bibliographique sur les différents procédés de traitement des boues.

Dans **le quatrième chapitre** : nous avons effectué le dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration.

Le cinquième chapitre: regroupe tous les calculs hydrauliques concernant la station.

Le sixième chapitre : est une synthèse sur la gestion et l'exploitation de la station avec des recommandations afin de garantir une meilleure rentabilité technique et économique de la STEP.

Chapitre I

Présentation

du site



Chapitre I : Présentation du site

I. Introduction :

Avant toute élaboration d'un projet la collecte des données concernant le site est la première étape pour réaliser ce projet. Ces dernières sont présentées comme suit :

I.1. Situation géographique :

La commune d'Ain Oussera est située à l'extrême Nord de la Wilaya de Djelfa. Elle s'étend sur une superficie de 809,49 Km².

La ville d'Ain Oussera est considérée comme un véritable carrefour de transit entre le Nord le Sud et entre l'Est l'Ouest du territoire national. Cette position stratégique est appuyée par le passage d'importants axes de niveau national et régional.

- RN 1 :(transsaharienne) reliant Alger au Sud du pays.
- RN 40 : Rocade des hauts plateaux reliant Batna à Tiaret en passant par M'sila, Boughazoul (nouvelle ville) et Ain Oussera.

La ville d'Ain Oussera est distante de :

- 200 Km au Sud d'ALGER.
- 100 Km au Nord de DJELFA.
- 180 Km à l'Ouest de M'SILA.
- 120 Km à l'Est de TIARET.

Elle est limitée au :

- Nord par Boughazoul (la nouvelle ville) wilaya de MEDEA
- Nord Est par la commune de BENHAR (wilaya de DJELFA)
- Sud Est par la commune de BOUIRTET LAHDEB (wilaya de DJELFA)
- Nord-Ouest par la commune d'ELKHMIS (wilaya de DJELFA)
- Sud-Ouest par la commune de GERNINI (wilaya de DJELFA)

L'agglomération d'Ain Oussera qui est considérée comme la deuxième importante agglomération après le chef-lieu de la Wilaya.

L'activité principale exercée dans la commune est l'agro pastoralisme. Il s'agit d'un élevage essentiellement ovin pratiqué en extensif et associé à une céréaliculture pluviale aléatoire.



SITUATION GEOGRAPHIQUE D'AIN OUSSERA

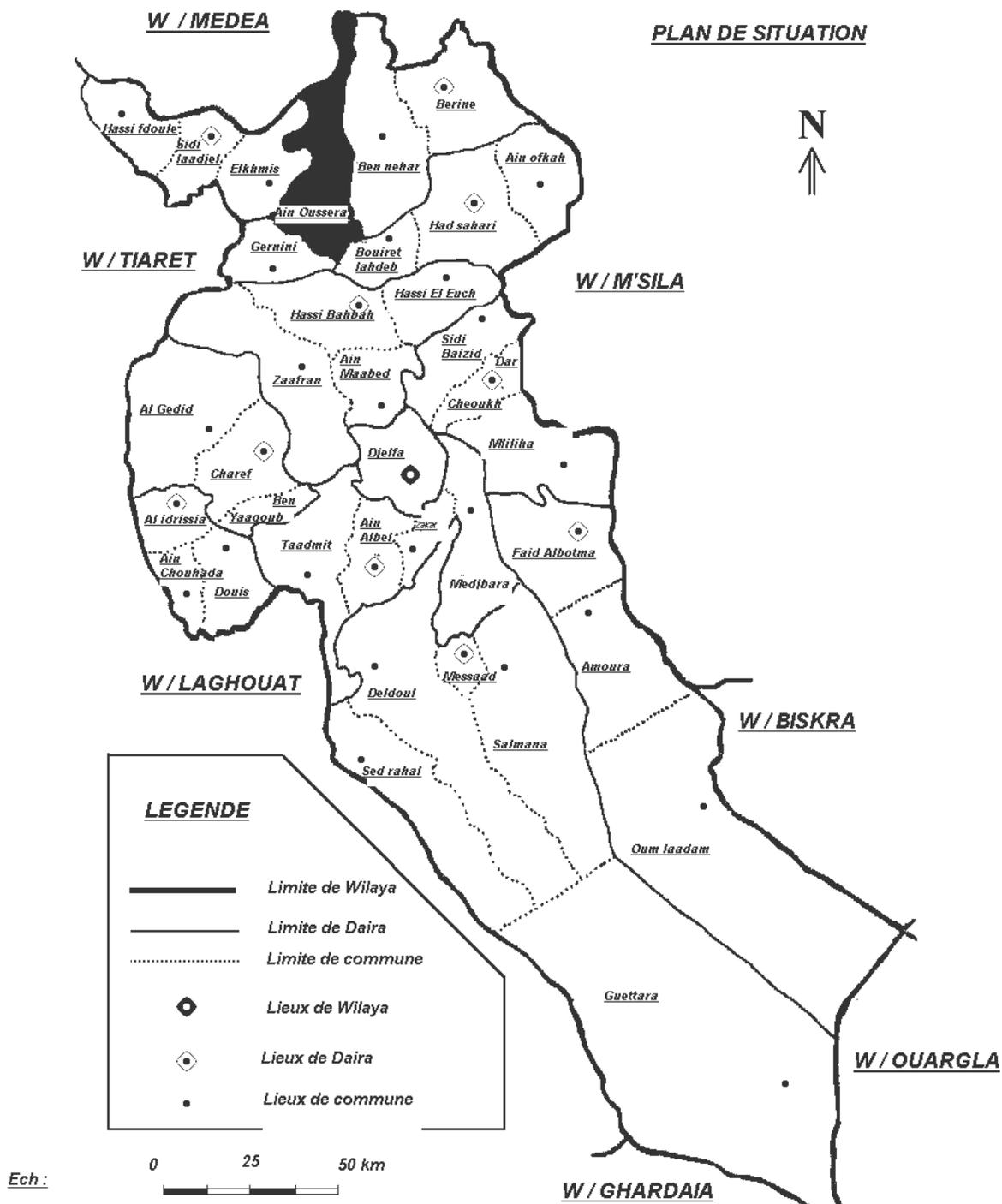


Figure (I.1): Plan de situation de la ville d'Ain Oussera

Source : D.H.W (Djelfa)



I.2. Hydrogéologie :

La commune d'Ain Oussera est caractérisée par la présence de quatre formations aquifères : l'Albien, l'Aptien, le Barrémien et les nappes superficielles.

- ~ La nappe Albienne : constituée des Grès à grains grossiers plus ou moins consolidés, cette nappe est alimentée au Sud.
- ~ L'Albien affleure à l'Ouest de la ville, le long de la route reliant Ain Oussera à Chellala, au sud, au Sud-Ouest et à l'Est de la ville où il est suffisamment profond.
- ~ L'Aptien : l'aquifère de l'Aptien est constituée de calcaires gréseux elle est rencontrée à l'Ouest et au Sud de la commune ou il est capté par quelques puits.
- ~ Le Barrémien : est constitué essentiellement, comme l'Albien de grès à grains grossiers et localisé essentiellement au Nord de la commune.
- ~ Les nappes superficielles : ce sont des nappes contenues dans des formations aquifères quaternaires représenté par les alluvions localisés à l'Est de la ville et ils sont suffisamment profonds « plus de 70 m ».
- ~ Les eaux souterraines d'Ain Oussera sont suffisamment profonds notamment dans la zone d'étude ce qui permet de localiser la décharge en cette zone sans un grand risque des contaminations de la nappe souterraine.

I.3. Caractéristiques climatiques :

La station climatique susceptible d'être considérée comme représentative de la région d'étude et possédante des données fiables, est la station d'Ain Oussera.

I.3.1. Climatologie :

Ain Oussera jouit d'un climat continental, froid et assez humide en hiver, très chaud et sec en été. La saison du printemps y est très courte. Le niveau des précipitations est très variable, si bien qu'elle peut varier du simple au double d'une année à l'autre.

Les tempêtes de sable y sont courantes, notamment en été.

I.3.2. Précipitations :

L'étude des précipitations est indispensable. Elle détermine les écoulements des oueds ainsi que la capacité d'acceptation du milieu récepteur des volumes d'eau usée.



Le tableau ci-dessous présente les moyennes mensuelles des précipitations en millimètres.

Tableau I.1 : Moyennes mensuelles des précipitations. (Période : 1990-2004)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	mm/an
Précipitation P. (mm)	15	26	30	26	25	17	21	35	23	21	5	6	250

Source: ANRH

La quantité de pluie reçue annuellement est relativement faible, elle varie de 200 à 300 mm/an. L'analyse des données montre que la hauteur maximale des précipitations est enregistrée au mois la plus humide (Avril ; 35 mm), tandis que le minimum est atteint au mois le plus sec (Juillet ; 5 mm).

L'estimation de précipitation moyenne est faite à partir de la station pluviométrique d'Ain Oussera.

Tableau I.2 : Coordonnées de la station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnées			Années d'Observation
			X (km)	Y (km)	Z (m)	
Ain Oussera	11205	ANRH	518,5	239,3	690	1978/1979 à 2006/2007

I.3.3. Températures :

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

Les données sur les températures enregistrées à la station d'Ain Oussera représenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.3 : Moyennes mensuelles des températures en (C°). (Période : 1990-2004).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Température T (°C)	5,05	6,4	9,10	12	15,85	20,3	24,7	24,7	20,6	15,6	9,8	6,0

Source: ANRH

L'analyse du tableau montre que les plus hautes températures sont enregistrées entre le mois de juin et septembre avec un maximum atteint aux mois Juillet et Août (24,7°C) ; le minimum est atteint au mois de Janvier (5,05 °c).

La température moyenne annuelle est de 15°C et de ce fait, nous la considérons comme une température favorable au bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.



I.3.4. Vents :

Les vents dominants proviennent essentiellement de l'Ouest et du Nord-Ouest. Le régime des vents est présenté sous forme de valeur exprimant la fréquence des vents pour chaque direction donnée. Le tableau ci-dessus :

Tableau I.4 : Fréquence des vents

Direction de Provenance	Nord	Est	Ouest	Nord Est	Sud-Ouest	Nord-Ouest
%	15,7	5,5	61,1	0,9	0,9	15,7

Source : Station météorologique (Djelfa)

Elle doit être prise en considération durant le choix de l'orientation de la station d'épuration.

I.4. Géologie :

La carte géologique régional est caractérisé par la présence des dépôts continentaux du pliocène et du quartenaire couvrant la zone de contact entre les deux domaines tellien et saharien. D'après la carte géologique de la région, cette zone se caractérise par une géologie simple (couches géologiques horizontales pliocène et miocène du terrain) ou l'on constate la présence d'un cailloutis calcaire encrouté surmontant des roches calcaire (marnes, calcaire dur, etc...). Du point de vue géomorphologique, au niveau des plaines proprement dites, la quasi-totalité de la région est constituée par des dépôts quaternaires provenant des roches tendres (marnes et argiles rouges) arrachées par l'érosion des zones montagneuses.

I.5. Séismicité :

La séismicité dans la région, est assez faible et conforté par les failles et les nappes de charriage qui existent. Il convient de prendre les mesures de prévention nécessaires et d'appliquer les règles de construction concernant les régions sismiques à savoir :

- L'utilisation de bons matériaux de construction.
- Eviter les zones pentues, les versants fluant, les berges des oueds et les massifs homogènes ou diaclases.

I.6. Hydrographie :

La région d'Ain Oussera appartient au sous bassin versant N 01-12 faisant partie du bassin versant de Chéelif.

Le réseau hydrographique est constitué d'un ensemble de l'Oued à écoulement temporaire. Le principal cours d'eau qui passe près de la zone d'étude est l'Oued Boucedraia



d'Ain Oussera qui traverse la ville dans sa partie Est. L'écoulement quasi permanent de cette Oued se fait du Sud vers le Nord.

Notons que cet Oued est fortement pollué à l'aval par le rejet des eaux usées et autres déchets de la ville.

I.7. Etude démographique d'Ain Oussera :

Afin d'estimer la capacité de la future station d'épuration devant recevoir les eaux usées de la ville d'Ain Oussera, il est nécessaire de connaître le nombre réel d'habitants et son évolution dans un horizon futur.

A cet effet, nous avons tenu compte :

- Des données fournies par l'APC et par les services de l'hydraulique ;

I.7.1 Estimation de la population actuelle et future :

Pour le dimensionnement de la station d'épuration, nous devons prendre en compte le cas le plus défavorable, c'est-à-dire le cas où les débits des eaux usées attendus à l'installation épuratoire sont maximum.

Il sera donc nécessaire de tenir compte des gros consommateurs d'eau, soit la population, les activités sanitaires, le secteur scolaire... etc.

Tableau I.5 : Evolution de la population entre 1977 * 2002

Commune	Horizons	1977	1987	1998	2002
D'Ain Oussera	Nombre d'habitant	27 500	46 610	87 808	96 627
	Taux d'accroissement %	5,41	5,41	5,93	3,21

Source APC d'Ain Oussera

Taux de croissance : comme mentionné précédemment, le recensement de la population d'Ain Oussera durant le recensement de 1998, la population a atteint 87 808 habitants soit un taux de croissance 5,93%.

Toutefois, le rythme de cette augmentation n'est pas seulement naturelle de la population, mais directement lié à la situation économique de la ville, surtout à partir de l'année 1982, qui a vu l'installation de plusieurs entreprises dans la ville.

En 2002, la population était de 96 627 habitants, ce qui donne une augmentation par rapport à l'année 1998, d'un taux de croissance estimé à 3,21%.

La population d'Ain Oussera connaîtra une tendance dans son évolution future suivant la formule du taux d'accroissement exponentielle :



$$P = P_0 (1 + \tau)^n$$

Avec :

P : Population future ;

P₀ : Population résidente à l'année considérée comme référence ;

n : Nombre d'année séparent l'année de référence et l'année prise en compte ;

τ : Taux d'accroissement.

Sur la base du taux d'accroissement recommandé ultérieurement, l'évolution de la population se situe de la manière suivante pour l'agglomération d'Ain Oussera.

Tableau I.7 : Evolution de la population future (2011- 2050)

Années	2011	2030	2050
Taux d'accroissement	1,51		
Population	115 478	153 521	207 178

Source : APC (d'Ain Oussera)

Nous constatons que le taux d'accroissement est très élevé par rapport au taux national, c'est pourquoi nous proposons une estimation basée sur le taux national qui est plus juste pour notre étude afin d'éviter le surdimensionnement des ouvrages de la station. Le taux d'accroissement 1,51 pris en considération dans l'étude après investigation auprès des services concerne.

I.8. Equipements :

Dans la ville d'Ain Oussera, les eaux usées proviennent à la fois des rejets d'habitations et des différents équipements administratifs, scolaires et hospitaliers. Nous pouvons citer donc les équipements suivants :

a) Equipements sanitaires: Il existe présentement:

- Deux hôpitaux de 152 lits ; - Pharmacie Officine privé : 13 ;

b) Equipement religieux

Le nombre de mosquée est de 7.

c) Secteur tertiaire

- Station de lavage et graissage : 12.

- Douches 11 et 09 hammams.



- Abattoir pour viande rouge et viande blanche.

d) Equipement scolaires et formation

Selon les données recueillies au niveau de la commune d'Ain Oussera, la ville dispose des structures scolaires et formation suivants : 04 lycées ; 44 écoles et deux centre de formations dont le nombre est de 1251 élevés. Le nombre total d'élevé et en formation est de 23690 élèves, pour notre étude en va prendre les élevés internes et demi-pensionnaires soit 835 élevés.

c) Equipement militaire et de sécurité

Vu le manque d'information exacte dans ce volet, nous proposons un chiffre de 3000 militaires et 1000 policiers, soit un nombre total de 4000 éléments.

I.9. Capacité totale en équivalent habitant de la STEP d'Ain Oussera :

Pour estimer la dose unitaire des établissements publics des industries et du commerce, on utilise la notion d'équivalent habitant qui représente l'avantage d'une unité de compte homogène pour toutes les usages permettent ainsi des comparaisant entre les secteurs d'activité différente et de calcule la dimension de la STEP.

Tableau I.8 : Estimation de la population total (2011à 2050) en équivalent habitant

Désignation	Année 2011	Année 2030	Année 2050
-Equipement Sanitaire (éq.hab)	456	720	720
-Abattoir (éq.hab)	813	1 345	1 876
-Habitant de la ville (éq.hab)	115 478	153 521	207 178
Total équivalent habitant	116 747	155 586	209 774

I.10. Alimentation en eau potable :

Le réseau d'eau potable au niveau de la commune d'Ain Oussera couvre les besoins d'environ 98% de la population totale de la ville, et que les besoins quotidiens sont de 150 l/j/hab. la ville d'Ain Oussera est couverte par un réseau d'eau potable maillé, les diamètres variant 50/60 à 600 mm, elle est alimentée par 09 forages débitant 227 l/s remplissant 07 réservoirs d'une capacité totale de 9400 m³.

I.10.1. Dotation :

Les dotations hydriques recommandées par la direction d'hydraulique de la wilaya D.H.W au futur sont représentées sous la forme du tableau suivant :

Tableau I.9 : Progression de la dotation recommandée en eau.

Horizon	2005	2010	2020
Dotation (l/j/hab)	150	150	200

Source : D.H.W (w.Djelfa)



Remarque : Notre étude en choisit une dotation de 200l/j/hab selon le responsable de l'hydraulique d'Ain Oussera afin d'éviter la surdimensionnement de la STEP.

I.10.2. Evaluation des besoins en eau :

La totalité des besoins en eau potable d'Ain Oussera dans le tableau suivants :

Tableau I.10 : Evaluation des besoins en eau d'Ain Oussera pour les horizons 2030-2050

Désignation	Année 2011	Horizon	
		2030	2050
Population (Hab)	115 478	153 521	207 178
Dotation en eau potable (l/j/hab)	150	200	200
Besoins en eau potable (m ³ /j)	17 322	30704	41 436
Besoins en eau potable de l'Hôpital (m ³ /j)	100	144	144
Besoins en eau potable de deux abattoirs (m ³ /j)	258	414	420
Besoins en eau potable caserne et service de sécurité	1 000	1 000	1 000
Besoins en eau potable station de lavage, Hammam et douche	700	900	1050
Besoins en eau potable secteur d'éducation et formation	125	125	125
Total (m³/j)	19 505	33 287	44 175

Source : DHW (W.DJELFA)

I.11. Enquête sur la situation de l'assainissement dans la ville d'Ain Oussera :

Le réseau d'assainissement existant couvre la totalité du chef-lieu, il est constitué d'un système unitaire. Les eaux usées d'origine domestique véhiculées par l'intermédiaire de réseaux secondaires et principale. Ce réseau de drainage principal est composé de déférent diamètre variant de 1200 mm à 500 mm, et des canaux secondaires variant du diamètre 400 mm à 200 mm vers le milieu récepteur.

Actuellement, le rejet se fait à l'air libre dans l'Oued Boucedraia.

Pour protéger ce milieu (Oued Boucedraia) en opter pour la réalisation d'une STEP par boues activées.

I.12. Choix de l'emplacement de la station d'épuration : ^[1]

Le choix du site de la STEP d'Ain Oussera tient compte les conditions suivant :

- ❖ La station d'épuration doit être placée loin de la ville ;
- ❖ Doit être placée suivant la direction de vent pour éviter le problème de l'odeur.



- ❖ Les éventuels ouvrages existants sur le site (pylônes électrique, routes d'accès, etc.....) doivent être épargnés par la construction. Leur accès doit également être garantir.
- ❖ La condition d'écoulement gravitaire entre les ouvrages doit être respectée. Ce qui implique une chute d'eau minimale d'environ 1 m entre chaque ouvrage.
- ❖ La station ne devra pas être placée à proximité d'un aéroport (distance minimale: 2 Km) de façon à ne pas créer de problème avec les oiseaux qui pourront être attirés par la station d'épuration.
- ❖ Les ouvrages de rejet des eaux usées traitées doivent être placés à proximité des périmètres irrigués, ou tout au moins permettre l'accédés des exploitants agricoles pour la collecte des eaux traitées et des boues minéralisées.
- ❖ Les ouvrages de prétraitement doivent être prévus à proximité des bassins d'aérations de façon à réduit le coût de canalisations.

I.12.1. Site de la station :

Le site réservé à la STEP se situe au Nord-Ouest de l'agglomération chef-lieu il est distante de 3,5 km de la limite de la ville ; la figure si dessous présente l'emplacement de la futur STEP :

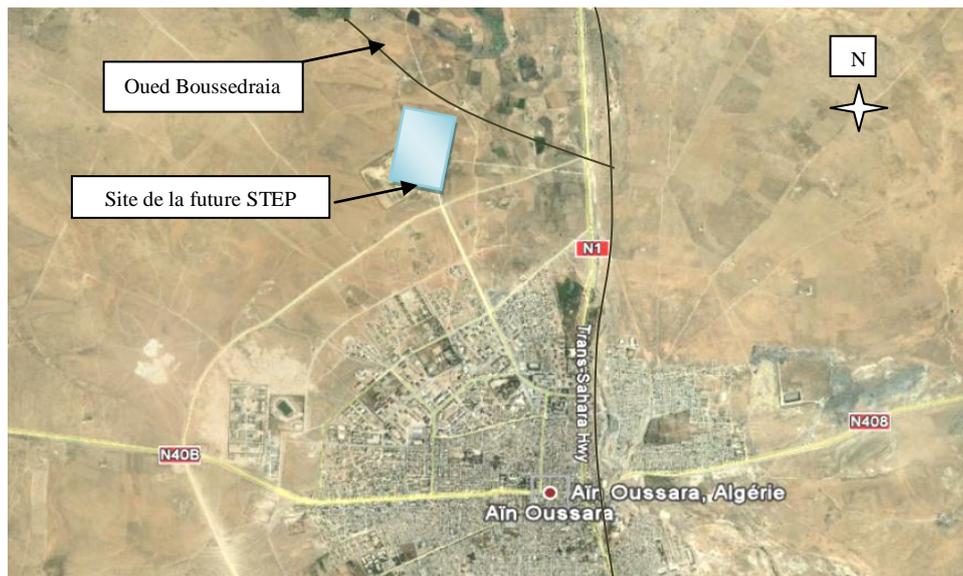


Figure. (I.2) : Localisation du site de la future STEP

Chapitre II

Les procédés

d'épuration

Biologique

des eaux usées



Chapitre II : Procèdes d'épuration biologique des eaux usées

II.1. Introduction :

L'objectif de traitement des eaux résiduaires est l'obtention d'une eau épurée et pouvant par suite être évacuée sans danger dans le milieu naturel (Oued Boucedraia), ou bien être réutilisée dans le cadre des mesures nécessaires à une bonne gestion de l'eau (recyclage), plus particulièrement en milieu industriel.

Selon la nature et l'importance de la pollution, différents procédés peuvent être mis en œuvre pour l'épuration des eaux résiduaires en fonction des caractéristiques de celles-ci et du degré d'épuration désiré.

Les techniques d'épuration des eaux usées sont illustrées sur la figure suivante :

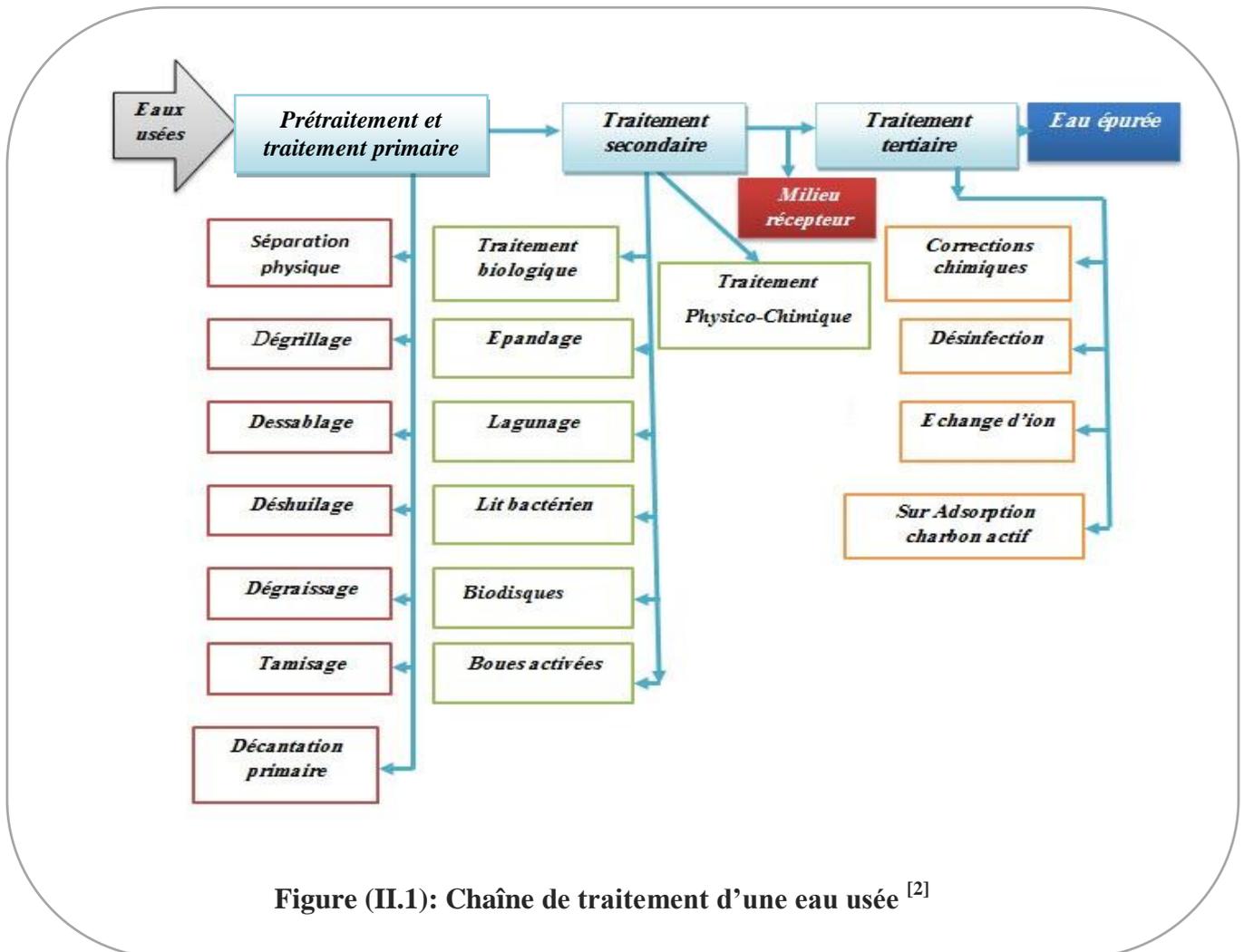


Figure (II.1): Chaîne de traitement d'une eau usée [2]

II.2. Prétraitement physique :

Le prétraitement a pour but d'éliminer la fraction la plus grossière des particules entraînées, et de retirer de l'effluent des matières susceptibles de gêner les traitements ultérieurs. Le prétraitement regroupe les opérations suivantes :

II.2.1. Dégrillage : on a trois types de dégrillage (grossier moyenne et fin) :

- **Dégrillage grossier** leur rôle essentiel à retenir les objets et débris de grosse taille, et donc de les empêcher d'aller obstruer les canalisations et les machines tournantes (pompes et aérateurs).

L'espacement de cette grille varier entre (4 ; 10) cm peut être installée sur un canal individuel ou se présenter sous forme d'une grille à panier.

- **Dégrillage fin** leur rôle a évite le passage des débris plus fin tels que : végétations, papiers, chiffons et autres déchets de faible dimension. Elle peut se présenter soit sous une forme de concave soit sous forme d'une grille droite inclinée. L'angle d'inclinaison varie de 45° à 60° par rapport à l'horizontale et leur espacement varier entre (0,1 ; 1) cm. [3]

En à deux types de grilles, grilles manuelle et automatique.

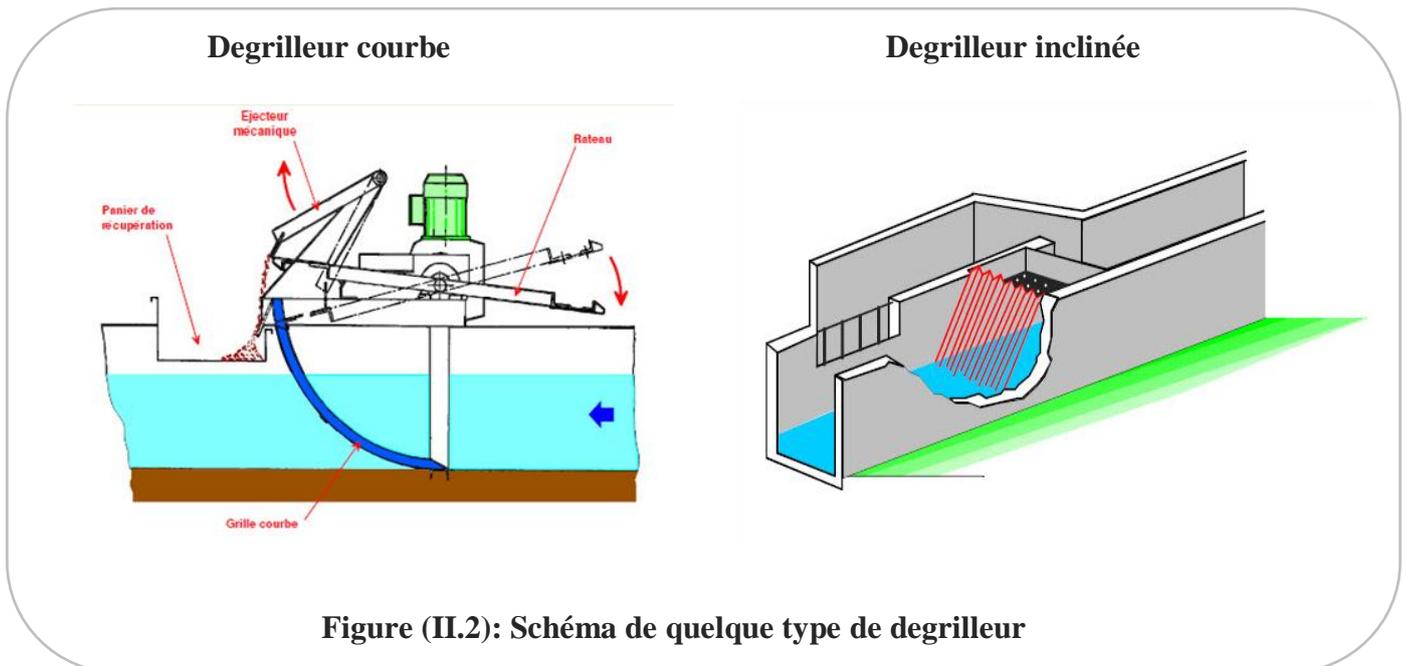


Figure (II.2): Schéma de quelque type de degriilleur



II.2.2. Tamisage :

Cette opération constitue un dégrillage fin, elle est mise en œuvre dans le cas d'eaux résiduaires chargées de matières en suspension de petite taille. On distingue : [3]

- la macro tamisage (dimensions de mailles $>250\mu$).
- le micro tamisage ($30\mu < \text{vide de maille} < 150\mu$).

II.2.3. Dessablage :

Cette opération est indispensable si on veut :

- ✓ Eviter le colmatage des canalisations surtout si elles enterrées.
- ✓ Protéger les équipements à pièces tournantes de la corrosion (axes de chaînes, rotors de centrifugeuses, pompes de relèvement...).

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0,2 mm et de masse spécifique de l'ordre de $2,65 \text{ g/cm}^3$.

La vitesse de sédimentation de ces particules est fonction de :

Leur nature, leur forme, leurs dimensions, la viscosité du liquide dans lequel elles se trouvent.

La technique du dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation avec une vitesse constante de 0,3m/s quel que soit le débit. Cette condition est difficile à réaliser en raison des variations du débit.

II.2.4. Dégraissage-déshuilage :

C'est une opération destinée à éliminer les graisses et les huiles présentes dans les eaux résiduaires (stations-service, abattoirs, industries alimentaires...etc.)

Le dégraisseur-déshuileur se présente sous la forme d'un bassin rectangulaire aéré par un système d'insufflation d'air. Les bulles d'air produites favorisent la remontée des huiles et graisses à la surface, d'où elles sont raclées et évacuées. La pression d'insufflation est en général de 0,3 bars.

Les inconvénients des graisses et huiles sont notamment :

- ✚ Envahissement des décanteurs ;
- ✚ Diminution des capacités d'oxygénation des installations de traitement biologique ;
- ✚ Mauvaise sédimentation dans les décanteurs ;
- ✚ Bouchage des canalisations et des pompes ;



Pour qu'un dégraissage soit efficace, il faut que la température de l'eau soit inférieure à 30°C.

II.3. Traitements primaires :

Après les prétraitements, il reste dans l'eau une charge polluante dissoute et des matières en suspension.

Il s'agit d'une décantation, rarement sans coagulation chimique préalable, ayant pour but d'éliminer les matières organiques séparables par sédimentation.

II.3.1. Décantation primaire :

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

- ✚ De retenir une fraction importante de la pollution organique ;
- ✚ D'alléger la charge du traitement biologique ultérieur ;
- ✚ De réduire les risques de colmatage des systèmes de traitement biologique par culture fixée (lits bactériens, disques biologiques,...) ;
- ✚ D'éliminer 35 à 40% de la DBO₅, 60% de MES et 90% des matières décantables (pour une eau usée domestique) ;
- ✚ La décantation primaire a peu ou pas d'effets sur l'élimination des virus et des bactéries ; les abattements cités sont de l'ordre de 10 à 30% ;

Les décanteurs sont des très grands bassins rectangulaires ou circulaires, à fond plat avec système de raclage des boues, ou à fond incliné pour que les boues glissent d'elles-mêmes vers le cône de collecte.

L'alimentation peut se faire frontalement si le décanteur rectangulaire, par le centre ou par périphérie si le décanteur circulaire.

II.4. Traitement secondaires :

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

En cette étape, on distingue deux types de traitement à savoir :

- ✓ Traitement physico-chimique.
- ✓ Traitement biologique.

II.4.1. Traitement physico-chimique :

Ce traitement passe par trois opérations principales :

- ✓ Coagulation

- ✓ Flocculation
- ✓ Décantation ou Flottation.

Lorsque la décantation naturelle des matières en suspension dans l'eau est trop lente pour obtenir une décantation efficace, on utilise les processus de coagulation et de flocculation.

Une partie importante de ces solides non décantables peut être colloïdale. La surface des particules est chargée négativement, ce qui leur permet de se repousser les unes les autres et les empêche de former des masses plus larges, appelées des floccs. Elles ne peuvent pas donc décantent.

II.4.1.1. Coagulation :

Le processus de coagulation implique d'ajouter du fer ou de l'aluminium à l'eau comme du sulfate d'aluminium, sulfate ferrique, chlorure ferrique ou des polymères. Ces produits chimiques s'appellent des coagulants et ont une charge positive. La charge positive du coagulant neutralise la charge négative des particules dissoutes et suspendues dans l'eau. La coagulation peut enlever un grand nombre de particules organiques. La coagulation peut également enlever les particules suspendues, y compris les précipités inorganiques, tel que le fer. Le carbone organique dissout peut donner une odeur et un goût à l'eau désagréable. Tandis que la coagulation peut enlever des particules et des matières dissoutes, l'eau peut encore contenir des microbes pathogènes. [4]

II.4.1.2. Flocculation :

Permet l'agglomération des particules neutralisées par la coagulation. Les flocculant, polymères organiques de synthèse (anioniques, neutres ou cationiques), piègent dans leurs mailles les petites particules déstabilisées pour former un flocc. Les flocculants existent sous forme solide, en billes ou en solution. [4]

Flocculants minéraux: farines de gaur, produit à base d'algues.

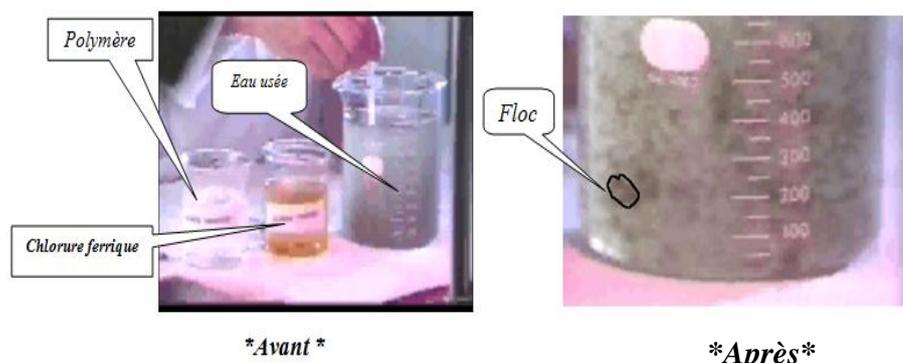


Figure (II.3): Essai de coagulation dans une usine de traitement.

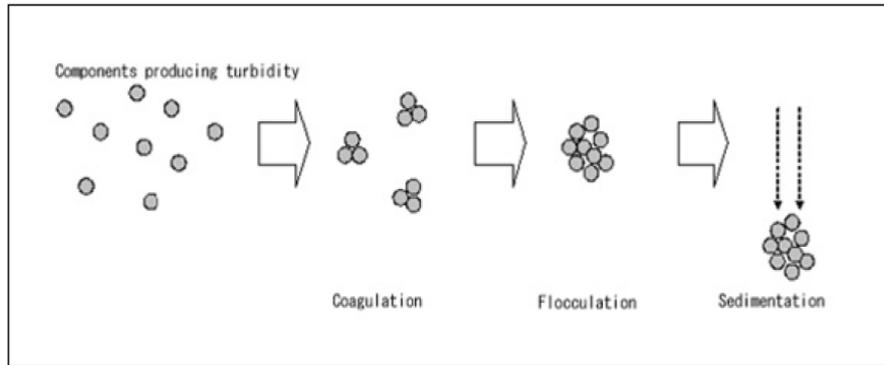


Figure (II.4): Processus de coagulation, floculation et de sédimentation

Après la coagulation et la floculation, la séparation de la phase aqueuse à la phase solide est réalisée par un traitement physique, décantation ou flottation.

Les traitements physico-chimiques permettent d'obtenir des abattements de 50% à plus de 90% des matières en suspension, la charge polluante organique est réduite dans des proportions bien supérieures à ce que procure une simple décantation primaire.

L'avantage de ce type de traitement est son indifférence vis-à-vis des produits toxiques (Cu, As, ...etc.).

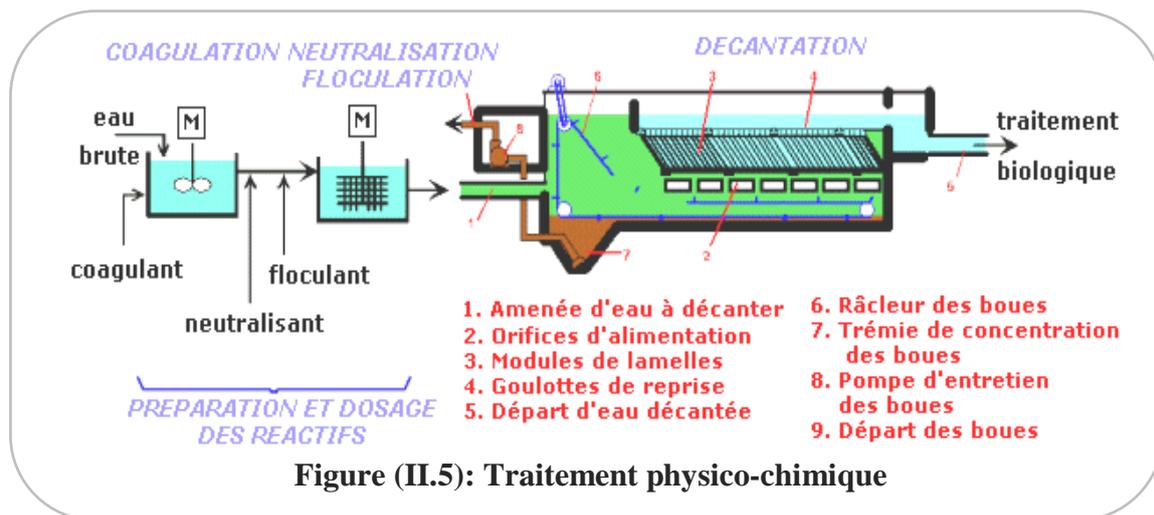


Figure (II.5): Traitement physico-chimique

II.4.2. Le traitement 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, mer) sous l'action des micro-organismes aquatiques.

Dans les ouvrages d'épuration biologique, 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 de 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 microorganismes, la température et surtout la nature des substances à traiter.

Les principaux procédés d'épuration biologique sont procédés intensifs et extensifs.

II.4.2.1. Les procédés intensifs :

Les procédés d'épuration biologique par boues activées seront détaillés dans le chapitre suivant.

A. Les disques biologiques :

Dans le procédé des disques biologiques, le support des micro-organismes est constitué par des disques parallèles, régulièrement espacés sur un axe horizontal tournant à faible vitesse, et immergés sur la moitié de leur hauteur.

L'aération de la culture qui se développe sur les disques est assurée pendant la période d'émersion.

➤ Avantage :

✚ ce procédé présente l'avantage d'une simplicité d'exploitation.

➤ Inconvénients :

✚ les disques biologiques sont sensibles à la qualité de l'effluent, aux pointes excessives de concentration et de débit.

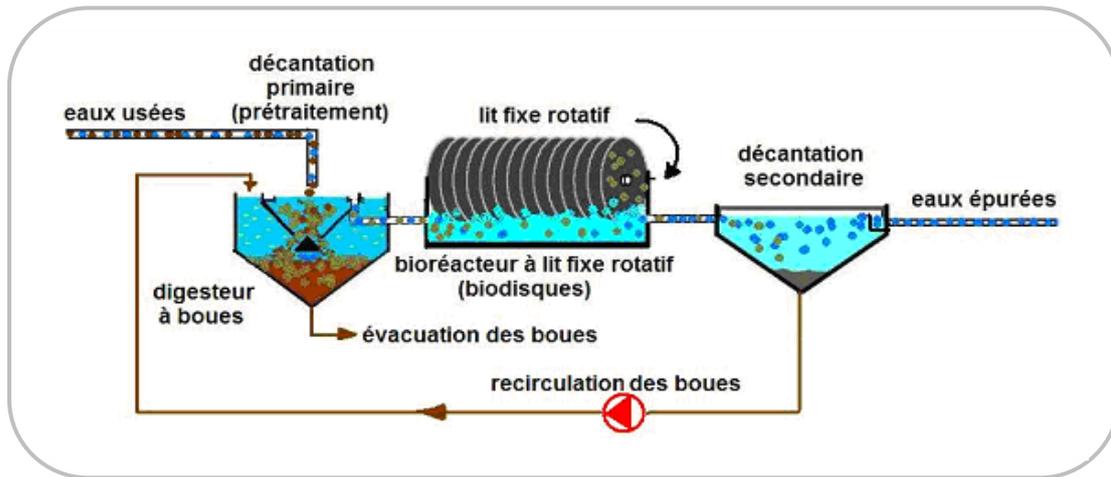


Figure (II.6) : Le disque biologique

B. Les lits bactériens :

Ce procédé 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.

L'effluent ruisselle à la surface de la pellicule biologique qui prolifère sur le support (interstices), celle-ci renferme une forte concentration de bactéries, de champignons.

Ces organismes absorbent et métabolisent la matière organique de l'effluent, l'appauvrissent progressivement au cours de son trajet.

L'approvisionnement en oxygène se fait par tirage naturel assurant ainsi les besoins en oxygène de la biomasse.

➤ Avantages de lits bactériens :

- ✚ Les dépenses d'énergies ne sont pas élevées.
- ✚ Un fonctionnement demandant d'entretien et de contrôle.

➤ Inconvénients :

- ✚ Une sensibilité au colmatage, remarquée par des rejets industriels comprenant des graisses, poils, fibres, ...etc.
- ✚ Ce procédé entraîne souvent l'émanation d'odeurs.

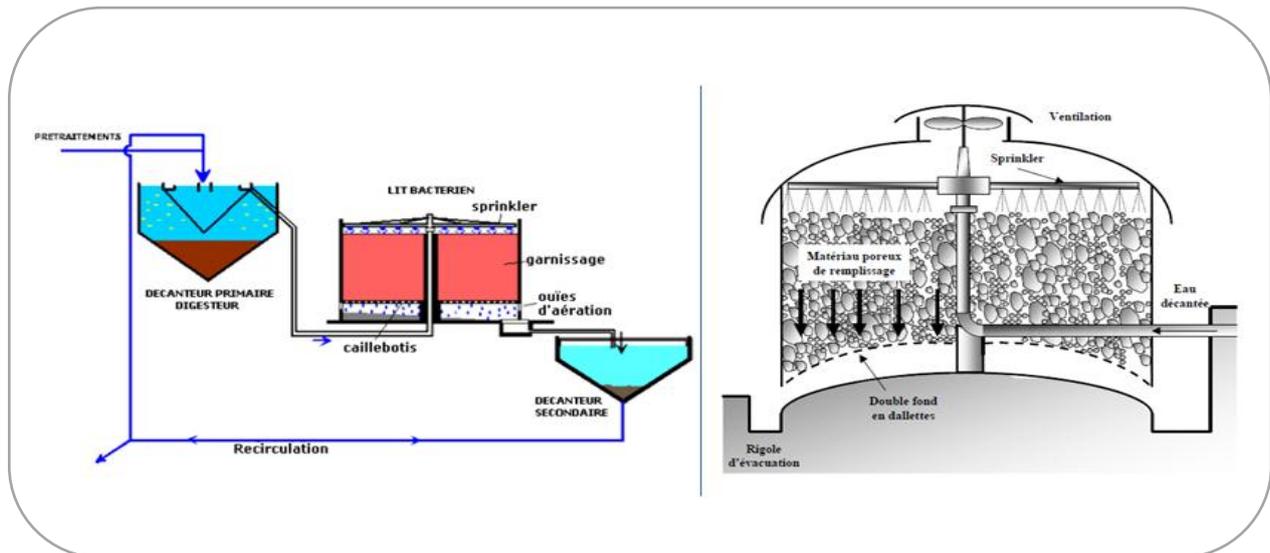


Figure (II.7a): Schéma de mise en œuvre d'un lit bactérien ; Figure (II.7b): Lit bactérien

II.4.2.2. Les procédés extensifs :

A. L'épandage :

C'est la méthode d'épuration la plus ancienne ; elle consiste à arroser le sol avec les eaux usées ; dans le but d'épurer les eaux et d'épaissir le sol par les substances nutritives contenues dans l'effluent.

- Avantage :
 - ❖ enrichissement de 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.

B. Le lagunage :

Le lagunage est un procédé de traitement des eaux usées qui consiste en un long écoulement de l'eau dans un ou plusieurs bassins peu profonds, de l'ordre d'un mètre, où prolifèrent naturellement des bactéries, algues et autres organismes vivants.

On distingue les différents types de lagunage :



B.1. Le lagunage aérobie :

La stabilisation de la matière organique dans un étang aérobie repose sur un ensemble de réactions biologiques dans lesquelles interviennent les bactéries aérobies et algues. Sous l'action du soleil, les algues produisent de l'oxygène et consomment le gaz carbonique (CO_2), l'oxygène produit à travers cette réaction de photo synthèse sert aux bactéries pour la décomposition de la matière organique. Cette décomposition produit du gaz carbonique (CO_2) qui est consommé par les algues. Les étangs aérobies ont une profondeur maximale de 0,9 à 1,20 m. Pour un lagunage aérobie de 1,20 m de profondeur la charge en DBO_5 est de 10 à 15 kg par aérer et par jour.

B.2. Le lagunage facultatif :

C'est un bassin on se réalise à la fois fermentation anaérobie et stabilisation aérobie.

La première se passe en profondeur et la seconde dans les couches superficielles l'étang facultatif à une profondeur variant entre 1,5 à 2 m.

B.3. Le lagunage anaérobie :

Dans l'étang anaérobie la stabilisation de la matière organique se fait par la fermentation anaérobie, avec production d'acides organiques, gaz carbonique (CO_2) et d'hydrogène sulfureux. Les profondeurs adoptées varient entre 2 à 3m. Ce procédé présente deux inconvénients, la nécessité de disposer de volume important, et la fermentation anaérobie étant très lente provoque la génération de fortes odeurs dues à la production de l'hydrogène sulfureux et nécessite de grandes surfaces.

B.4. Le lagunage aéré :

Il arrive parfois que l'oxygène, produit par la photosynthèse, ne suffit pas aux besoins de la biomasse, dans ce cas on fait appel à l'aération artificielle de surface, au moyen de turbines.

*Avantages et inconvénients de lagunage :

➤ Avantages :

- ❖ Efficacité et économie du traitement ;
- ❖ Permet une épuration à charge organique très élevée ;
- ❖ Production minimale de boues en excès ;

➤ Inconvénients :

- ❖ Les lagunes anaérobies et facultatives dégagent une mauvaise odeur ;
- ❖ La prolifération de la flore aquatique favorise l'apparition des insectes nuisibles tels que mouches et moustiques ;

- ❖ Nécessité d'utiliser de grandes surfaces de terrain ;
- ❖ Le curage des boues ;

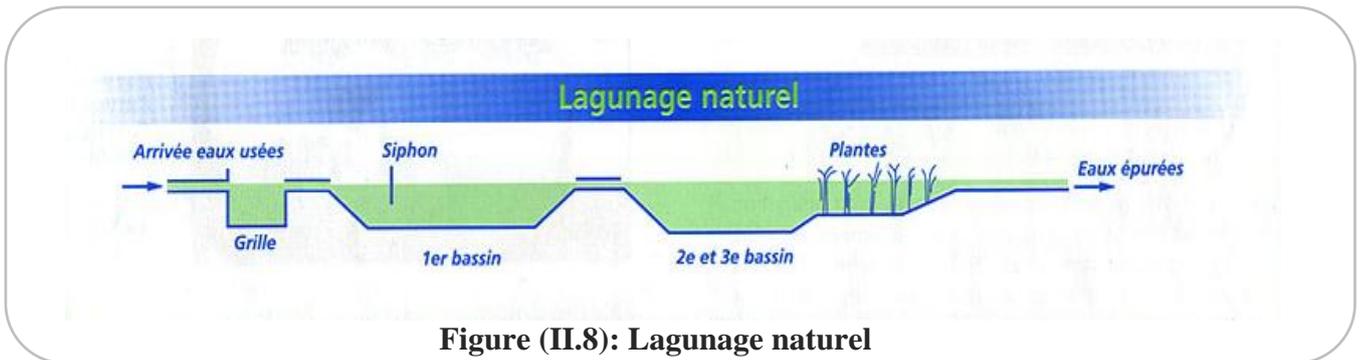


Figure (II.8): Lagunage naturel

II.5. Conclusion :

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 méthode principale utilisée est la désinfection.

Chapitre III

Procédé d'épuration

Biologique par

boues activées

Chapitre III : Procédés d'épuration biologique par boues activées

III.1. Introduction :

Le procédé par boues activées a été découvert en 1914 et repose sur la constatation suivante:

Une eau d'égout aérée permet le développement rapide d'une flore bactérienne capable de dégrader des matières organiques polluantes. Dans les conditions idéales d'aération, les micro-organismes d'une eau usée se développent et s'agglomèrent en flocons.

Au repos, ces derniers se séparent très bien de la phase liquide par décantation. C'est dans le clarificateur que cette séparation entre la boue et l'eau clarifiée a lieu. Une partie des boues est renvoyée dans l'aérateur cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché, l'autre en excès, est éliminée et doit faire l'objet d'un traitement séparé.



Bassin d'aération



*** Décanteur secondaire ***

Figure (III.1) : Eléments de base d'une station d'épuration par boues activées

Le principe du procédé par boues activées consiste donc à provoquer le développement d'une flore bactérienne dans un bassin alimenté en eau usée à traiter (bassin d'activation).

Afin d'éviter la décantation des flocons dans ce bassin, un brassage fort est nécessaire. L'accroissement des micro-organismes nécessite aussi une oxygénation suffisante.

Le bassin d'aération peut être précédé d'un décanteur primaire dans le but d'éliminer les matières décantables et suivi d'un clarificateur pour la séparation de l'effluent épuré et des boues.

Le figure suivante représenter l'installation du bassin d'aération et de clarificateur :

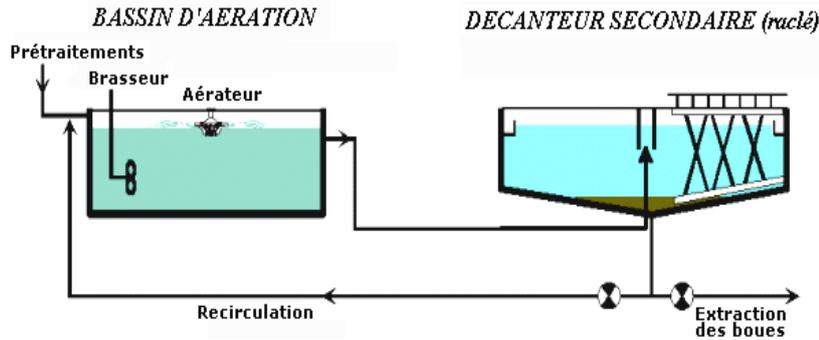


Figure (III.2): Installation du bassin d'aération et clarificateur

III.2. Paramètres de fonctionnement :

III.2.1. La charge massique (C_m):

La charge massique $C_m = \frac{L_0}{X_t} (kg_{DBO_5} / kg_{MVS} \cdot j)$ est le rapport entre la quantité de pollution journalier en Kg de DBO₅ 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 de la 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 ;

III.2.2. Charge volumique C_v :

La charge volumique $C_v = \frac{L_0}{V} (kg_{DBO_5} / m^3 \cdot j)$ est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO₅ au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique.

III.2.3. Âge des boues A_b :

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

Tableau III.1 : Classement des procédés par boues activées

Appellation	Charge massique C _m (Kg DBO ₅ /Kg)	Charge volumique C _v (KgDBO ₅ /m ³ .j)	Âges 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 ≤ 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 ≤ C _m < 1,2	1,5 < C _v < 3	1,5 à 4	R < 80%



III.2.4. Recirculation des boues :

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.

La recirculation se calcule en fonction du débit d'entrée :

$$Q_r = Q_{moy,j} \times r \quad \text{telle que} \quad r = \frac{X_a}{X_r - X_a} \times 100\%$$

Q_r : Débit à recirculer (m³/h) ;

$Q_{moy,j}$: Débit d'eau brute (m³/h) ;

r : Taux de recirculation des boues (%) ;

X_a : Concentration en MES dans le bassin d'aération ;

X_r : Concentration en MES dans la boue circulée ;

Nous avons faire la recirculation pour :

- * Maintenir une concentration relativement constante dans le bassin d'aération.
- * Eviter un départ de boues.
- * Eviter un temps de séjours trop long dans le clarificateur.

III.2.5. Indice de boue I_B :

C'est le volume occupé dans l'éprouvette de 1000 ml par 1g de boue diluée après une décantation de 30 minutes. L'indice de boue représente l'aptitude des floes à décanter librement dans un milieu dilué. Ce calcul est valide si le volume de boues décantée après 30 minutes est compris en 100 et 250 ml/l dans le cas contraire il faut augmenter le taux ou facteur de dilution.

$$I_B = \frac{V_{d,30}}{MES} \quad (\text{ml/g})$$

* $V_{d,30}$: Volume de boues décantée après 30 min ;

III.2.6. Indice de Mohlmaan I_m :

C'est le volume occupé dans l'éprouvette de 1000ml par 1g de boue sans dilution après une décantation de 30minutes. Cet indice caractérise le phénomène d'épaississement des boues dans le fond d'un clarificateur ou d'un épaisseur.

$$I_M = \frac{V}{M}$$

V : Volume de boue décantée en une demi-heure.

M : Poids des matières en suspension.

Si $I_M < 150$ \longrightarrow Bonne d'écontabilité.

Si $I_M > 150$ \longrightarrow Mauvais d'écontabilité.



III.3. Choix du procédés 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 :

III.3.1. Procédé à forte charge :

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

➤ **Avantage :**

- ❖ 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 ;

➤ **Inconvénient :**

- ❖ Coût d'investissement assez important ;
- ❖ Consommation énergétique importante ;
- ❖ La nitrification est incomplète ou difficile ;
- ❖ Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.

III.3.2. Procédé à moyenne charge :

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

➤ **Avantage :**

- ❖ La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ;
- ❖ Prend un espace moyen dans le terrain ;
- ❖ Pour toute taille de collectivité ;

➤ **Inconvénient :**

- ❖ Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ;
- ❖ Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser ;

III.3.3. Procédé à faible charge :

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

➤ **Avantage :**

- ❖ Assure une bonne élimination de DBO_5 ;
- ❖ Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ;
- ❖ Prend un petit espace dans le terrain ;

➤ **Inconvénient :**

- ❖ Le temps de séjour dans le bassin ;
- ❖ Investissement coûteux ;



- ❖ Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ;

III.4. Description des ouvrages :

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

- Les prétraitements elles sont détailler sur le chapitre précédent ;
- Le bassin d'aération ;
- Le traitement secondaire (clarificateur) ;
- Le traitement complémentaire (bassin de chloration) ;
- Le traitement des boues résiduaires comprend :
 - Un épaisseur ;
 - Un lit de séchage ;

III.4.1. Traitement biologique :

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

III.4.1.1. Bassin d'aération :

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à moyenne charge. Les bassins d'aération sont alimentés en eau prétraitées qui seront brassées avec les boues de retour et la liqueur anciennetés, chaque bassin d'aération est équipé d'aérateur de surface à axe vertical reposent sur des passerelles en béton.

Ce procédé présente plusieurs avantages :

- Oxydation assez poussée des matières organique.
- Maintien de la concentration en biomasse par recyclage.
- Procédé très résistant aux variations de températures.

Le mélange eaux boues activées est évacué, par l'intermédiaire d'un ensemble de déversoirs réglable, vers les décanteurs.

III.4.1.2. Décanteurs secondaires :

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

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

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

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

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



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

III.4.2. Traitement Tertiaire (Désinfection) :

Après traitement biologique et même traitement tertiaire, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des microbes pathogènes en grandes quantités, telles que les rejets hospitaliers. La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage au moyen de dispositifs qui créent des aérosols.

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

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

III.4.3. Traitement des boues :

Les boues issues de l'épuration biologique sont totalement stabilisées. Elle ne nécessite donc aucun traitement biologique complémentaire, elles sont alors envoyées vers l'épaississement puis vers la déshydratation avant être évacuées pour la mise en décharge.

III.4.3.1. L'Épaississement :

L'épaississement des boues a pour but de concentrer au maximum les boues à envoyer sur les lits de séchage l'ouvrage en béton se présente sous forme d'un cylindre à fond conique à faible pente.

L'équipement se compose essentiellement :

- D'un groupe de commande posé sur une parcelle.
- D'un arbre vertical tournant qui permet l'entraînement des heures d'épaississement ainsi que les racleurs de fond.
- D'un cylindre central, solidaire de la passerelle qui permet l'alimentation en boues d'une façon homogène, de l'épaississement.

Le surnageant passe par une goulotte périphérique et les boues épaissies sont entraînés par racleur de fond dans un puits central, d'où elles sont refoulées vers les lits de séchage.

III.4.3.2. Stabilisation ou digestion des boues :

En a deux types de digestion des boues aérobie et anaérobie :



1/ Digestion aérobie : procédé utilisé dans les petites et moyenne stations.

Les boues sont soumises au régime de respiration endogène.

- Avantage :
- * Vitesses de stabilisation plus élevées.
 - * Risques de nuisances moins importants.
 - * Niveau de technicité faible.

L'inconvénient majeur réside dans le niveau élevé des dépenses d'exploitation.

2/ **Digestion anaérobie** : C'est la méthode traditionnelle de stabilisation des boues provenant des décanteurs. La fermentation anaérobie est lente et se fait vers 35-37°C.

III.4.3.3. Déshydratation :

Procédé mécanique qui permet de faire passer la boue de l'état liquide à l'état solide une floculation préalable est nécessaire le paramètre essentielle de ce procédé et le taux de capture

$$\frac{C_g(C_{alim} - C_{finale})}{C_{alim}(C_g - C_f)}$$
 C'est le rendement d'extraction il représente le rapporte entre

les flux de (MS) des gâteaux et des boues humide.

C_g : MS gâteau ; C_{alim} : MS alimentation ; C_f : MS filtrats, centrifugat ;

Le taux de capture doit être tout jour > 90% pour éviter des retours en tête très charge de l'eau de débit massique en $kg_{MS}/h/m^2$ et le paramètre dimensionnement. Il existe deux procédés utilisés dans la déshydratation :

- Centrifugeuse ;
- Filtre à bonde ;

III.4.3.4. Lit de séchage :

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier les drains disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station.

III.5. Paramètres influençant le processus épuratoire :

III.5.1. Besoins en oxygène :

Dans le système aérobie qui 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 2 mg/l au moins.

$$B_{O_2} = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t$$

III.5.2. 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. $DBO_5/N/P=100/5/1$.

III.5.3. 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.

III.5.4. 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.

III.5.5. Influence de la toxicité :

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

III.5.6. Avantages et inconvénients:

A. Avantages :

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

B. Inconvénient :

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

III.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons décrit le principe d'épuration biologique par boues activées les différents paramètres de dimensionnement et les facteurs influençant le procédé.

Chapitre IV

Dimensionnement de la station d'épuration



Chapitre IV : Dimensionnement de la STEP

IV.1. Introduction :

Le lancement de toute étude concernant la réalisation d'une station d'épuration doit être précédée d'une caractérisation physico-chimique et biologique des eaux usées à traiter.

Elle dépend de la charge à l'entrée, qui est fonction du débit, et des concentrations moyennes des paramètres de pollution (DBO₅, MES, DCO, PH, T°,...etc.)

IV.2. Analyse des eaux usées et estimation de la pollution :

IV.2.1. Résultats des analyses :

Les analyses ont été effectuées par le laboratoire central de la société des eaux et de l'assainissement d'Alger. Actuellement les eaux usées de la ville d'Ain Oussera déversent en un seul point à la sortie nord-ouest. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Résultat de l'Analyse des eaux usées au niveau du rejet de la ville d'Ain Oussera (W.Djelfa).

Date d'analyse : Le 24/11/2011

Echantillon	Ech : 1	Ech : 2	Ech : 3	Ech : 4	Moyenne
Heure	08 ^h :00	10 ^h :00	12 ^h :00	14 ^h :00	
NH ₄ (mg/l)	56	68	78	69	68
NO ₂ (mg/l)	< 0,02	< 0,02	< 0,02	< 0,02	< 0,02
Turbidité (NTU)	69	58	69	46	60,5
PH	8,12	7,96	8,16	8,21	8
Conductivité (mg/l)	4 250	4 860	4 690	4 760	4 640
PO ₄ (mg/l)	2,45	3,58	4,56	3,69	3,57
MES (mg/l)	450	480	569	498	500
MMS (mg/l)	150	98	120	130	124,5
DBO ₅ (mg/l)	350	420	460	380	402,5
DCO (mg/l)	880	870	950	789	872,25
DCO/ DBO ₅	2,5	2,08	2,08	2,08	2,2
T °c	21	21	22	22	21,5

Source : DHW (W.Djelfa)



IV.2.2. Interprétation des résultats d'analyses physico-chimiques de l'air d'études :

IV.2.2.1. Les paramètres physiques :

a). La température :

La température de l'effluent brut examiné se situe autour de (20 à 25°C) ce qui favorise la croissance des micro-organismes. La mesure de ce paramètre si important doit être effectuée à l'entrée d'une station d'épuration car il influe sur l'efficacité des décanteurs et des processus d'épuration biologique.

b). 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 mauvaise odeur.

c). La couleur :

La couleur de l'eau d'égout d'origine domestique est normalement grisâtre ; dans notre ville la couleur d'eau usée est noirâtre (mélange entre l'origine domestique, industrielle et les abattoirs).

d). Les matières en suspension (MES) :

Ce sont des matières insolubles, fines, minérales ou organiques, biodégradables ou non. La présence de matières en suspension dans l'eau réduit la luminosité et baisse la productivité du milieu récepteur. Dans notre travail la valeur de MES = 500 mg/l s'envisage sur une eau domestique dans la fourchette (500-700) mg/l.

Deux techniques sont utilisées pour le dosage des matières en suspension.

- ✓ Séparation par filtration (filtration en papier, membranes filtrantes).
- ✓ Centrifugation.

e). Les matières volatiles en suspension (MVS) :

Elles représentent la partie organique des matières en suspension, présentent en moyenne 60% à 80% de MES. Donc on calcule le rapport $MES/MVS=1,24 \rightarrow MVS=65\% \text{ MES}$.

f). Matières minérales (MM) :

Elles représentent la fraction minérale des matières en suspension, c'est la différence entre les MES et MVS.

g). Matières décantables et non décantables :

On appelle matières décantables les matières qui sont capables de se décanter au bout de deux heures, au-delà ce sont des matières non décantables ; ces dernières restent dans le surnageant et vont être dirigées vers le traitement biologique.



IV.2.2.2. Les paramètres chimiques :

a). Le PH :

La valeur du PH est très importante dans les procédés biologiques, le PH d'une eau représente son acidité ou son alcalinité dont le facteur le plus important est habituellement la concentration en anhydrique de carbone lié à la minéralisation totale.

Le PH de notre cas varié entre 7,96 et 8,21 pour une moyenne de 8 les valeurs mesurées restent dans la fourchette souhaitable pour le traitement biologique. De ce fait on pourra dire que les sels dessous ne poseront pas de problème pour l'épuration biologique.

b). La demande biochimique en oxygène (DBO₅) :

La demande biochimique en oxygène DBO correspond à la quantité d'oxygène nécessaire pour décomposer (par oxydation, et avec l'intervention de micro-organismes), les matières organique seulement biodégradables contenues dans une eau usée.

La valeur moyenne de DBO₅ analysée est de 402,5 mg/l, elle est valable pour une eau usée domestique avec une fourchette de (400-500) mg/l.

c). La demande chimique en oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène (DCO) représente la quantité d'oxygène nécessaire pour obtenir une bonne oxydation des matières organiques et minérales présentes dans l'eau. La valeur moyenne de la DCO mesurée est de l'ordre de 872,25 mg/l valable pour une eau usée domestique dans la fourchette (800-1200) mg/l.

➤ La notion de biodégradabilité :

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent aqueux à être décomposé ou oxydé par les micro-organismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux.

La biodégradabilité est exprimée par le rapport : DCO / DBO₅.

Ce rapport est proche de 2,2 pour les eaux de domestique ; toute élévation de ce rapport indique qu'il y'a présence d'une pollution industrielle.

Ce rapport renseigne aussi sur le mode de traitement à suivre comme s'est indiqué dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO₅) [4]

Rapport : DCO/DBO ₅	Mode de traitement
$1 < \text{DCO}/\text{DBO}_5 < 2$	Traitement biologique
$2 < \text{DCO} / \text{DBO}_5 < 3$	Traitement biologique avec adaptation de la couche microbienne
$\text{DCO} / \text{DBO}_5 > 3$	Traitement physico-chimique

**d). Les nutriments :****➤ Le phosphore :**

Le phosphore se trouve dans l'eau sous deux formes :

- la forme minérale : Ortho-Phosphate, Poly-Phosphate.
- la forme organique : dissoute et particulaire.

L'origine du phosphore peut être urbaine, industrielle ou agricole. Les apports les plus importants sont ceux de la population.

➤ L'azote :

Il peut être d'origine :

- Anthropique : rejets urbains et industriels.
- Naturelle : atmosphérique

Dans les eaux domestiques la concentration globale en azote total (NTK) est de l'ordre de 15 à 20% de la DBO₅.

IV.2.2.3. paramètres microbiologiques :

Les eaux usées contiennent aussi des contaminants microbiologiques (Bactéries, virus pathogènes et parasites).

L'eau est un milieu avantage de la transmission de maladies hydrique qui se fait par une simple injection d'eau infectée et qui peut se propager très rapidement dans les pays qui ne disposent pas de bonnes conditions d'hygiène.

Conclusion :

Selon les analyses effectuées par l'ADE, le rejet ne présente aucun risque sur le bon fonctionnement de la station d'épuration. Donc il pourra être admis.



IV.3. Calculs de base pour le dimensionnement :

Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2030 et 2050. Les paramètres qui vont servir au calcul des dimensions des différents ouvrages sont les suivant :

IV.3.1. Estimation des débits :

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. Selon le responsable de l'hydraulique d'Ain Oussera willaya de DJELFA a opté pour une dotation de 200 l/j/hab.

Il s'agit de déterminer :

- Le débit moyen journalier : « $Q_{\text{moy},j}$ » (m^3/j)
- Le débit moyen horaire : « $Q_{\text{moy},h}$ » (m^3/h)
- Le débit de pointe : « Q_p »
- Le débit diurne « Q_d »

• Horizon (2030) :

a). Le débit journalier :

Le débit total journalier se calcule comme suit :

$$Q_{\text{moy},j} = D \times N \times C_r$$

Avec :

D : Dotation (l/j/hab).

N : Nombre d'habitant l'horizon considéré.

C_r: Coefficient de rejet ($C_r=0.8$).

$$Q_{\text{moy},j} = 200 \cdot 155\,586 \cdot 0,8 = 24\,894 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{moy},j} = 24\,894 \text{ m}^3/\text{j}.$$

b). Débit moyen horaire :

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{moy},j}}{24} \Rightarrow Q_{\text{moy},h} = \frac{24894}{24} = 1037,25 \text{ m}^3/\text{h} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{moy},h} = 1\,037,25 \text{ m}^3/\text{h}.$$

c). Le débit de pointe :

c).1. En temps sec :

On le calcule par la relation suivante : $Q_{\text{pte},s} = K_p \times Q_{\text{moy},j}$

$$\text{Avec :} \quad K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} \quad \text{Si } Q_{\text{moy}} \geq 2,8 \text{ l/s.}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moy}} < 2,8 \text{ l/s.}$$

Dans notre cas le $K_p = 1,65$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_{\text{pte},s} = 1,65 \times 288,13 = 475,41 \text{ l/s} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{pte},s} = 1\,711,5 \text{ m}^3/\text{h}.$$



c).2. En temps de pluie :

$$Q_{pte, p} = (2 \div 5) Q_{moy, j} ;$$

$$\text{Donc : } Q_{pte, p} = 3 \times 288,13 = 864,4 \text{ l/s} \quad \Rightarrow \quad Q_{pte, p} = 3 \text{ 111,8 m}^3/\text{h}.$$

d). Le débit diurne:

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée.

$$\text{Soit : } Q_d = \frac{Q_{moy, j}}{16} \Rightarrow Q_d = \frac{24894}{16} = 1556 \text{ m}^3 / \text{h} \quad \Rightarrow \quad Q_d = 1 \text{ 556 m}^3/\text{h}$$

• **Horizon (2050) :**

a). Le débit journalier :

$$Q_{moy, j} = 200 \times 209 \text{ 774} \times 0,8 = 33564 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow \quad Q_{moy, j} = 33 \text{ 564 m}^3/\text{j}$$

b). débit moyen horaire :

$$Q_{moy, h} = \frac{Q_{moy, j}}{24} \Rightarrow Q_{moy, h} = \frac{33564}{24} = 1398,5 \text{ m}^3 / \text{h} \quad \Rightarrow \quad Q_{moy, h} = 1 \text{ 398,5 m}^3/\text{h}.$$

c). le débit de pointe :

c).1. En temps sec :

Dans notre cas le $K_p=1,63$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_{pte, s} = 1,63 \times 388,5 = 633,3 \text{ l/s} \quad \Rightarrow \quad Q_{pte, s} = 2 \text{ 280 m}^3/\text{h}.$$

c).2. En temps de pluie :

$$\text{Donc : } Q_{pte, p} = 3 \times 388,5 = 1 \text{ 165,5 l/s} \quad \Rightarrow \quad Q_{pte, p} = 4 \text{ 196 m}^3/\text{h}.$$

d). Le débit diurne:

$$Q_d = \frac{Q_{moy, j}}{16} \Rightarrow Q_d = \frac{33564}{16} = 2098 \text{ m}^3 / \text{h} \quad \Rightarrow \quad Q_d = 2 \text{ 098 m}^3/\text{h}.$$

IV.3.2. Evaluation des charges polluantes :

On calcule les charges polluantes à partir des résultats des analyses.

a). La charge moyenne journalière en DBO₅:

$$L_0 = C_{DBO5} \times Q_{moy, j}$$

Avec :

L_0 : Charge moyenne journalière en DBO₅ (Kg/j).

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

$Q_{moy, j}$: Débit moyen journalier en (m³/j).



• **Horizon (2030) :**

Nous avons : $C_{DBO5} = 402,5$ mg/l.

On obtient : $L_0 = 402,5 \times 10^{-3} \times 24\ 894 = 10\ 020$ kg/j $\Rightarrow L_0 = 10\ 020$ kg/j

• **Horizon (2050) :**

Nous avons : $C_{DBO5} = 402,5$ mg/l.

On obtient : $L_0 = 402,5 \times 10^{-3} \times 33\ 564 = 13\ 510$ kg/j $\Rightarrow L_0 = 13\ 510$ kg/j

b). La charge en MES :

$$N_0 = C_{MES} \times Q_{moy, j}$$

Avec :

N_0 : charge moyenne journalière en MES (Kg/j).

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

• **Horizon (2030) :**

Nous avons : $C_{MES} = 500$ mg/l.

Donc : $N_0 = 500 \times 10^{-3} \times 24\ 894 = 12\ 447$ kg/j $\Rightarrow N_0 = 12\ 447$ kg/j.

• **Horizon (2050) :**

Nous avons : $C_{MES} = 500$ mg/l.

Donc : $N_0 = 500 \times 10^{-3} \times 33\ 564 = 16\ 782$ kg/j $\Rightarrow N_0 = 16\ 782$ kg/j.

Tableau IV.3 : Estimation de la composition des eaux usées aux différents horizons d'études.

Paramètres	Unités	Horizon d'étude	
		2030	2050
Type de réseau	-	Unitaire	Unitaire
Population	hab	155 586	209 774
Débit moyen journalier $Q_{moy, j}$	m ³ /j	24 894	33 564
Débit moyen horaire $Q_{moy, h}$	m ³ /h	1 037,25	1 398,5
Coefficient de pointe K_p	-	1,65	1,63
Débit de point (t_{sec}) $Q_{pte, s}$	m ³ /h	1 711,5	2 280
Débit de point (t_{pluit}) $Q_{pte, p}$	m ³ /h	3 111,5	4 196
Débit diurne Q_d	m ³ /h	1 556	2 098
Concentration correspondante C_{DBO5}	mg/l	402,5	420,5
Charge journalière en DBO ₅	Kg/j	10 020	13 510
Concentration correspondante C_{MES}	mg/l	500	500
Charge journalière en MES	Kg/j	12 447	16 782



IV.A. LES PRETRAITEMENTS :

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

Les principales opérations de prétraitements sont :

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

IV.A.1. Degrillage tamisage :

IV.A.1.1. Dégrillage :

Le dégrillage permet :

- ✓ De protéger la station contre l'arrivée des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation.
- ✓ De séparer et d'évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements suivants ou compliquer l'exécution.

En fonction de l'écartement des barreaux on peut distinguer :^[6]

- Le dégrillage fin : écartement de (3 à 10) mm ;
- Le dégrillage moyen : écartement de (10 à 40) mm ;
- Le dégrillage grossier : écartement de (40 à 100) mm ;

Il existe plusieurs types de grilles :

a) Grilles manuelles :

Composées de barreaux inclinés de 60° à 80° sur l'horizontale. Les refus sont éliminés à l'aide de râtaux. On utilise ces grilles généralement pour les stations moyennes.

L'inconvénient de ces grilles c'est faire le nettoyage quotidien.

b) Grilles mécaniques :

Elles sont destinées aux stations importantes, ou pour les eaux brutes très chargées en matières grossières. La manœuvre automatique de la grille permet d'éviter le colmatage rapide des canalisations. On distingue :

b).1. Grilles courbés :

Ce type de grille a l'avantage de présenter une grande surface utile, le nettoyage est assuré par un ou deux peignes montés à l'extrémité de bras et tournant autour d'un axe horizontal.



b).2. Grilles droites :

Le champ de grilles réalisé en barreaux de section rectangulaire ou trapézoïdale (réduisant le risque de coincement des matières solides), généralement incliné de 60° à 80° .

IV.A.1.2. Tamisage :

Le tamisage peut être considéré comme un dégrillage poussé qui consiste en une filtration sur toile mettant en œuvre des mailles de différentes dimensions.

IV.A.2. Calcul des degrilleurs :

IV.A.2.1. Horizon 2030 :

a. Dimensionnement du canal de la grille grossier :

+ Section du canal :

$$\text{On a : } Q_{p,p} = V \times S \Rightarrow S = \frac{Q_{p,p}}{V}$$

$Q_{p,p}$: débit de pointe a temps de pluie (m^3/s) ;
 V : vitesse de passage dans le canal (m/s) ;
 S : section du canal (m^2) ;

Dans notre cas on a : $Q_{p,p} = 0,86 \text{ m}^3/\text{s}$ et on prend la vitesse $V = 0,6 \text{ m/s}$;

$$\text{On obtient : } S = \frac{0,86}{0,6} = 1,43 \text{ m}^2 \Rightarrow S = 1,43 \text{ m}^2$$

+ Hauteur du canal :

$$S = l \times H \Rightarrow H = \frac{S}{l}$$

Ou : H : Hauteur d'eau dans le canal (m)

l : Largeur du canal (m).

S : section du canal (m^2).

En prend une largeur du canal de $1,80 \text{ m}$ on obtient : $H = \frac{1,43}{1,80} = 0,80 \text{ m} \Rightarrow H = 0,80 \text{ m}$

+ Rayon hydraulique :

$$\text{L'expression du rayon hydraulique : } R_h = \frac{S_{canal}}{P_{canal}} = \frac{l \times H}{l + 2H}$$

Ou : P : périmètre du canal ;

$$\text{On trouve : } R_h = \frac{l \times H}{l + 2H} = \frac{1,80 \times 0,80}{1,80 + 2 \times 0,80} = 0,42 \Rightarrow R_h = 0,42$$

$$\text{Donc : } R_h^{2/3} = (0,42)^{2/3} = 0,56 \Rightarrow R_h^{2/3} = 0,56$$

+ Pente du canal :

En détermine la pente par la formule de Manning-Strickler : $Q = S \cdot K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$;



$$D'o\grave{u} : \quad i^{1/2} = \frac{Q}{S \times K_s \times R^{2/3}} = \frac{S \times V}{S \times K_s \times R^{2/3}} = \frac{V}{K_s \times R^{2/3}}$$

K_s : Coefficient de rugosité exprime la nature du canal (Béton lisse) varier entre (70 et 90) $m^{(1/3)}/s$;
 en prend $K_s = 70 m^{(1/3)}/s$.

$$\text{On obtient: } i^{1/2} = \frac{V}{K_s \times R^{2/3}} = \frac{0,6}{70 \times 0,56} = 0,015 \quad \Rightarrow \quad i = 0,015^2 = 0,00022 \text{ m/m} \Rightarrow \quad \mathbf{i = 0,022\%}$$

b. Dimensionnement de grille grossier :

❖ Section totale des ouvertures :

La section des ouvertures calcul  es par la relation suivante : $S' = \left(\frac{e}{e+d}\right) \times S$

Où : S' : section libre de la grille ;
 e : Espacement des barreaux ;
 d : Epaisseur des barreaux ;

On a pour les grilles grossières : $d = 1\text{cm}$, et $e = (4 \text{ à } 10) \text{ cm}$; dans notre cas $e = 5 \text{ cm}$;

$$\text{On obtient : } S' = \left(\frac{5}{5+1}\right) \times 1,43 = 1,20m^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S' = 1,20 m^2}$$

❖ La Vitesse dans la grille :

S'exprimer par la relation suivante : $V = \frac{Q_{p,p}}{S'}$

Ou : $V_{griller}$: Vitesse à travers la grille ;
 $Q_{p,p}$: Débit de pointe a temps de pluie ;
 S' : Section totale des ouvertures ;

$$\text{On trouve : } V_{griller} = \frac{Q_{p,p}}{S'} = \frac{0,86}{1,20} = 0,72m/s \quad \Rightarrow \quad \mathbf{V_{griller} = 0,72 m/s}$$

❖ Largeur totale des espacements l' :

Elle est donn  e par la relation suivante : $l' = \frac{S'}{H}$

Où : l' : Largeur totale des espacements ;
 S' : Section totale des ouvertures ;
 H : Hauteur d'eau dans le canal ;

$$\text{En trouve : } l' = \frac{1,20}{0,80} = 1,50m \quad \Rightarrow \quad \mathbf{l' = 1,50 m}$$

❖ Nombre d'ouverture :

$$N_o = \frac{l'}{e}$$

Ou : e : Espacement barreaux ;
 N_o : Nombre d'ouverture ;



$$N_0 = \frac{1,50}{5 \times 10^{-2}} = 30 \Rightarrow N_0 = 30 \text{ ouverture}$$

❖ **Nombre des barreaux :**

$$N = N_0 - 1$$

Ou : N : Nombre des barreaux ;

$$N = 30 - 1 = 29 \text{ barreaux} \Rightarrow N = 29 \text{ barreaux}$$

❖ **Largeur de la griller :**

$$L_{\text{griller}} = (N_0 \times e) + (N \times d)$$

$$\text{D'où : } L_{\text{griller}} = (30 \times 5 \times 10^{-2}) + (29 \times 1 \times 10^{-2}) = 1,80 \text{ m} \Rightarrow L_{\text{griller}} = 1,80 \text{ m}$$

❖ **Longueur de la griller mouiller L_{mouiller} :**

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_{\text{mouiller}}} \Rightarrow L_{\text{mouiller}} = \frac{H}{\sin \alpha}$$

H : Hauteur de l'eau dans le canal ;

α : C'est l'angle d'inclinaison entre la griller et la surface horizontale varier entre (60° à 80°) dans notre cas on prend $\alpha = 60^\circ$.

$$\text{On obtient : } L_{\text{mouiller}} = \frac{0,80}{\sin 60} = 0,92 \text{ m} \Rightarrow L_{\text{total}} = L_{\text{mouiller}} + 0,5 = 0,92 + 0,5 = 1,42 \text{ m}$$

c. Dimensionnement du canal de la grille moyenne :

✚ **Section du canal :**

$$\text{On a : } Q_p = V \times S \Rightarrow S = \frac{Q_p}{V}$$

Q_p : débit de pointe de temps sec (m^3/s) ;

V : vitesse de passage dans le canal (m/s) ;

S : section du canal (m^2) ;

Dans notre cas on a : $Q_p = 0,47 \text{ m}^3/\text{s}$ et on prend la vitesse $V = 0,6 \text{ m/s}$;

$$\text{On obtient : } S = \frac{0,47}{0,6} = 0,78 \text{ m}^2 \Rightarrow S = 0,78 \text{ m}^2$$

✚ **Hauteur du canal :**

$$S = l \times H \Rightarrow H = \frac{S}{l}$$

Ou : H : Hauteur d'eau dans le canal (m)

l : Largeur du canal (m).

S : section du canal (m^2).

$$\text{En prend une largeur du canal de } 1,25 \text{ m on obtient : } H = \frac{0,78}{1,25} = 0,62 \text{ m} \Rightarrow H = 0,62 \text{ m}$$



✚ Rayon hydraulique :

L'expression du rayon hydraulique :
$$R_h = \frac{S_{canal}}{P_{canal}} = \frac{l \times H}{l + 2H}$$

Ou : P : périmètre du canal ;

On trouve :
$$R_h = \frac{l \times H}{l + 2H} = \frac{1,25 \times 0,62}{1,25 + 2 \times 0,62} = 0,31 \quad \Rightarrow \quad R_h = 0,31$$

Donc :
$$R_h^{2/3} = (0,31)^{2/3} = 0,46 \quad \Rightarrow \quad R_h^{2/3} = 0,46$$

✚ Pente du canal :

En détermine la pente par la formule de Manning-Strickler : $Q = S \cdot K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$;

D'où :
$$i^{1/2} = \frac{Q}{S \times K_s \times R^{2/3}} = \frac{S \times V}{S \times K_s \times R^{2/3}} = \frac{V}{K_s \times R^{2/3}}$$

K_s : Coefficient de rugosité exprime la nature du canal (Béton lisse) varier entre (70 et 90) $m^{(1/3)}/s$;
en prend $K_s = 70 m^{(1/3)}/s$.

On obtient:
$$i^{1/2} = \frac{V}{K_s \times R^{2/3}} = \frac{0,6}{70 \times 0,46} = 0,019 \quad \Rightarrow \quad i = 0,019^2 = 0,0004 m/m \Rightarrow i = 0,04\%$$

b. Dimensionnement de grille moyenne :

❖ Section totale des ouvertures :

On a pour les grilles moyen : $d = 1cm$, et $e = (1 \text{ à } 4) cm$; dans notre cas $e = 2 cm$;

On obtient :
$$S' = \left(\frac{2}{2+1}\right) \times 0,78 = 0,52 m^2 \quad \Rightarrow \quad S' = 0,52 m^2$$

❖ La Vitesse dans la grille :

$$V_{griller} = \frac{Q_p}{S'} = \frac{0,47}{0,52} = 0,9 m/s \quad \Rightarrow \quad V_{griller} = 0,9 m/s$$

❖ Largeur totale des espacements l' :

Elle est donnée par la relation suivante :
$$l' = \frac{S'}{H}$$

En trouve :
$$l' = \frac{0,52}{0,62} = 0,84 m \quad \Rightarrow \quad l' = 0,84 m$$

❖ Nombre d'ouverture :

$$N_0 = \frac{0,84}{2 \times 10^{-2}} = 42 \quad \Rightarrow \quad N_0 = 42 \text{ ouverture}$$

❖ Nombre des barreaux :

$$N = 42 - 1 = 41 \text{ barreaux} \quad \Rightarrow \quad N = 41 \text{ barreaux}$$

❖ Largeur de la griller :

$$L_{griller} = (N_0 \times e) + (N \times d)$$

D'où :
$$L_{griller} = (42 \times 2 \times 10^{-2}) + (41 \times 1 \times 10^{-2}) = 1,25 m \quad \Rightarrow \quad L_{griller} = 1,25 m$$



❖ **Longueur de la grille mouiller $L_{mouiller}$:**

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_{mouiller}} \Rightarrow L_{mouiller} = \frac{H}{\sin \alpha}$$

On obtient : $L_{mouiller} = \frac{0,62}{\sin 60} = 0,72m \Rightarrow L_{total} = L_{mouiller} + 0,5 = 0,72 + 0,5 = 1,22 m$

IV.A.2.2. Horizon 2050 :

a. Dimensionnement du canal de la grille grossier :

✚ **Section du canal :** en applique les mêmes formules que l'horizon précède

On a : $Q_{p,p} = 1,16 m^3/s$ et on prend la vitesse $V = 0,6 m/s$;

On obtient : $S = \frac{1,16}{0,6} = 1,94m^2 \Rightarrow S = 1,94 m^2$

✚ **Hauteur du canal :**

En prend une largeur du canal de **2 m** on obtient : $H = \frac{1,94}{2} = 0,97m \Rightarrow H = 0,97 m$

✚ **Rayon hydraulique :**

$$R_h = \frac{l \times H}{l + 2H} = \frac{2 \times 0,97}{2 + 2 \times 0,97} = 0,50 \Rightarrow R_h = 0,50 \Rightarrow R_h^{2/3} = 0,63$$

✚ **Pente du canal :**

$$i^{1/2} = \frac{V}{K_s \times R^{2/3}} = \frac{0,6}{70 \times 0,63} = 0,014 \Rightarrow i = 0,014^2 = 0,0002 m/m \Rightarrow i = 0,02\%$$

b. Dimensionnement de la grille grossier :

❖ **Section totale des ouvertures :**

On a pour les grilles grossières : $d = 1cm$, et $e = (4 \text{ à } 10) cm$; dans notre cas $e = 5 cm$;

On obtient : $S' = \left(\frac{5}{5+1}\right) \times 1,94 = 1,62m^2 \Rightarrow S' = 1,62 m^2$

❖ **La Vitesse dans la grille :**

$$V_{griller} = \frac{Q_p}{S'} = \frac{1,16}{1,62} = 0,72m/s \Rightarrow V_{griller} = 0,72 m/s$$

❖ **Largeur totale des espacements l' :**

$$l' = \frac{1,62}{0,97} = 1,67m \Rightarrow l' = 1,67 m$$

❖ **Nombre d'ouverture :**

$$N_0 = \frac{1,67}{5 \times 10^{-2}} = 34 \Rightarrow N_0 = 34 \text{ ouverture}$$

❖ **Nombre des barreaux :**

$$N = 34 - 1 = 33 \text{ barreaux} \Rightarrow N = 33 \text{ barreaux}$$

❖ **Largeur de la grille :**

$$L_{griller} = (34 \times 5 \times 10^{-2}) + (33 \times 1 \times 10^{-2}) = 2 m \Rightarrow L_{griller} = 2 m$$

❖ **Longueur de la grille mouiller $L_{mouiller}$:**

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_{mouiller}} \Rightarrow L_{mouiller} = \frac{H}{\sin \alpha}$$



On obtient : $L_{mouiller} = \frac{0,97}{\sin 60} = 1,12m \Rightarrow L_{total} = L_{mouiller} + 0,5 = 1,12 + 0,5 = 1,62 m$

c. Dimensionnement du canal de la grille moyenne :

✚ **Section du canal** : en applique les mêmes formules que l'horizon précède

On a : $Q_p = 0,63 m^3/s$ et on prend la vitesse $V = 0,60 m/s$;

On obtient : $S = \frac{0,63}{0,6} = 1,05m^2 \Rightarrow S = 1,05 m^2$

✚ **Hauteur du canal** :

En prend une largeur du canal de **1,7 m** on obtient : $H = \frac{1,05}{1,7} = 0,62m \Rightarrow H = 0,62 m$

✚ **Rayon hydraulique** :

$$R_h = \frac{l \times H}{l + 2H} = \frac{1,7 \times 0,62}{1,7 + 2 \times 0,62} = 0,36 \Rightarrow R_h = 0,36 \Rightarrow R_h^{2/3} = 0,51$$

✚ **Pente du canal** :

$$i^{1/2} = \frac{V}{K_s \times R^{2/3}} = \frac{0,6}{70 \times 0,51} = 0,017 \Rightarrow i = 0,017^2 = 0,0003 m/m \Rightarrow i = 0,03\%$$

d. Dimensionnement de grille moyenne :

❖ **Section totale des ouvertures** :

On a pour les grilles moyenne : $d = 1cm$, et $e = (1 \text{ à } 4) cm$; dans notre cas $e = 2 cm$;

On obtient : $S' = \left(\frac{2}{2+1}\right) \times 1,05 = 0,7m^2 \Rightarrow S' = 0,7 m^2$

❖ **La Vitesse dans la grille** :

$$V_{griller} = \frac{Q_p}{S'} = \frac{0,63}{0,7} = 0,9m/s \Rightarrow V_{griller} = 0,9 m/s$$

❖ **Largeur totale des espacements l'** :

Elle est donnée par la relation suivante : $l' = \frac{S'}{H} = \frac{0,7}{0,62} = 1,13m \quad l' = 1,13 m$

❖ **Nombre d'ouverture** :

$$N_0 = \frac{1,13}{2 \times 10^{-2}} = 57 \Rightarrow N_0 = 57 \text{ ouverture}$$

❖ **Nombre des barreaux** :

$$N = 57 - 1 = 56 \text{ barreaux} \Rightarrow N = 56 \text{ barreaux}$$

❖ **Largeur de la griller** :

$$L_{griller} = (57 \times 2 \cdot 10^{-2}) + (56 \times 1 \cdot 10^{-2}) = 1,7 m \Rightarrow L_{griller} = 1,7 m$$

❖ **Longueur de la griller mouiller $L_{mouiller}$** :

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_{mouiller}} \Rightarrow L_{mouiller} = \frac{H}{\sin \alpha}$$

On obtient : $L_{mouiller} = \frac{0,62}{\sin 60} = 0,72m \Rightarrow L_{total} = L_{mouiller} + 0,5 = 0,72 + 0,5 = 1,22 m$



IV.A.2.3. Calcul les pertes de charges :

La perte de charge dans un dégrilleur est donnée par la relation de KIRSCHMER :

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

- Où :
- ΔH : Perte de Charge.
 - β : Coefficient de forme des barreaux.
 - d : épaisseur des barreaux (cm).
 - e : espacement des barreaux.
 - V : vitesse dans la grille.
 - α : Angle d'inclinaison par rapport à l'horizon.

⇒ **Pertes de charge au niveau de la grille grossière :**

Nous prenons :

- $\beta = 2,42$ (section rectangulaire des barreaux) [6]
- $d = 0,01$ m
- $e = 0,05$ m
- $V = 0,72$ m/s
- $\alpha = 60^\circ$

D'ou :

$$\Delta H = 2,42 \left(\frac{0,01}{0,05}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{0,72^2}{2 \times 9,81} \sin 60^\circ = 0,0065m \quad \Rightarrow \quad \Delta H = 0,65 \text{ cm}$$

⇒ **Pertes de charge au niveau de la grille moyenne :**

- $e = 2$ cm, $d = 1$ cm,

Donc :
$$\Delta H = 2,42 \left(\frac{0,01}{0,02}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{0,9^2}{2 \times 9,81} \sin 60^\circ = 0,034m \quad \Rightarrow \quad \Delta H = 3,4 \text{ cm}$$

Tableau IV.4. Récapitulatif des résultats de dimensionnement pour L'horizon 2030 et 2050

PARAMETRE	UNITE	HORIZON	
		2030	2050
1* CANAL DU GRILLE GROSSIER			
Débit de pointe à temps de pluie	m ³ /s	0,86	1,16
Vitesse	m/s	0,60	0,60
Largeur canal	m	1,80	2
Section canal	m ²	1,43	1,94
Hauteur canal	m	0,80	0,97



Coefficient de rugosité k_s	-	70	70
Pente (i)	%	0,022	0,02
2* GRILLE GROSSIER			
Epaisseur barreaux (d)	mm	10	10
Espacement barreaux (e)	mm	50	50
Section d'ouverture s'	m ²	1,20	1,62
Vitesse dans la grille v	m/s	0,72	0,72
Largeur ouverte l'	m	1,50	1,67
Nombre d'ouvertures n	-	30	34
Nombre de barreaux	-	29	33
Largeur de la dégrillage	m	1,80	2
Perte de charge	cm	0,65	0,65
3* CANAL DU GRILLE MOYENNE			
Débit pointe à temps sec	m ³ /s	0,47	0,63
Vitesse	m/s	0,60	0,60
Largeur canal	m	1,25	1,7
Section canal	m ²	0,78	1,05
Hauteur canal	m	0,62	0,62
Coefficient de rugosité k_s	-	70	70
Pente (i)	%	0,04	0,03
4* GRILLE MOYENNE			
Epaisseur barreaux (d)	mm	10	10
Espacement barreaux (e)	mm	20	20
Section d'ouverture s'	m ²	0,52	0,7
Vitesse dans la grille v	m/s	0,9	0,9
Largeur ouverte l'	m	0,84	1,13
Nombre d'ouvertures n	-	42	57
Nombre de barreaux	-	41	56
Largeur de la dégrillage	m	1,25	1,7
Perte de charge	cm	3,4	3,4



IV.A.3. DESSABLAGE DESHUILAGE :

IV.A.3.1. Dessablage :

Les dessableurs doivent permettre de retenir les graviers, le sable et les matières minérales de dimensions $> 0,2$ mm, en laissant passer les matières organiques en suspension.

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

Il existe plusieurs dessableurs :

* Dessableur à couloirs :

Ce sont des canaux à section élargie et rectangulaire, dans lesquels la vitesse de passage est inférieure à $(0,3\text{m/s})$ de façon à éviter le réentraînement des particules par le courant de l'eau.

* Dessableur aérés :

On insuffle dans ce dessableur de l'air qui provoque un mouvement de rotation et entraînement qui assure:

- Une décantation des grains de sable.
- Un rafraîchissement des eaux par l'oxygène. Le débit d'air injecté varie de 1 à $1,5$ ($\text{m}^3\text{d'air} / \text{m}^3 \text{d'eau}$).

* Dessableurs carrés :

Ce sont des dessableurs carrés à fonds plat où l'eau est admise sur toute la largeur du bassin, les sables sont recueillis par raclage.

IV.A.3.2. Deshuilage Degraissage :

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

Dans le traitement biologique, les huiles et graisses présentent de multiples inconvénients tels que : une mauvaise diffusion de l'oxygène dans le floc bactérien, le bouchage des pompes et canalisation et une acidification du milieu dans le digesteur anaérobie.

- Dégraisseur et Dessableur séparés

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

- Dégraisseur Dessableur combiné

Le débit d'air nécessaire est différent pour chaque fonction, ce qui conduit à une efficacité moyenne globale. Le dégraisseur et l'évaluation des graisses s'effectuent dans une zone tranquillisée, les boues décantables glissent sur les parois inclinées de l'ouvrage et ils sont ramenés dans la zone d'aération.



IV.A.4. DIMENSIONNEMENT DU DESSABLEUR-DESHUILEUR :

Le bassin de dessablage-déshuilage proposé est du type couloirs aéré longitudinal parce que l'injection de l'air assure une turbulence constante ce qui évite le dépôt des matières organiques.

• Horizon 2030

Le volume de dessableur-déshuileur calculé par la relation suivante :

$$V = Q_{\text{point},s} \times t_s$$

$Q_{\text{point},s}$: Débit de pointe à temps sec ;

V : Volume de dessableur déshuileur

t_s : Temps de séjour dans le dessableur-déshuileur il est de (3 à 10) min.

Nous prenons $t_s = 5$ min.

$$V = 0,47 \times 5 \times 60 = 141 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 141 \text{ m}^3$$

Le dessableur doit être dimensionné par le rapport suivant :

$$\frac{L}{l} = 2 \quad \Rightarrow \quad L = l \times 2 \quad \text{En prend : } H = 3\text{m}$$

$$S = \frac{V}{H} = \frac{141}{3} = 47 \text{ m}^2 ; \text{ Et } S = L \times l = 2 \times l^2 \quad \Rightarrow \quad l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{47}{2}} = 4,85 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad l = 5 \text{ m}$$

$L = 2 \times 5 = 10 \text{ m}$; En prend un seul dessableur de type dessableur aéré avec la dimension suivant:

$$(L ; l ; H) = (10 ; 5 ; 3) \text{ m}$$

Le débit d'air nécessaire à l'aération ($Q_{\text{air}} = 1,4 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{m}^3 \text{ d'eau}$)

$$Q_{\text{air}} = 0,47 \times 1,4 = 0,66 \text{ m}^3 \text{ d'air/s}$$

• Horizon 2050

$$Q_{\text{point},s} = Q_{\text{point},s2050} - Q_{\text{point},s2030} = 0,63 - 0,47 = 0,16 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le volume total est égale à :

$$V = 0,16 \times 5 \times 60 = 48 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 48 \text{ m}^3$$

Le dessableur doit être dimensionné par le rapport suivant :

$$\frac{L}{l} = 2 \quad \Rightarrow \quad L = l \times 2 \quad \text{En prend : } H = 3\text{m}$$

$$S = \frac{V}{H} = \frac{48}{3} = 16 \text{ m}^2 ; \text{ Et } S = L \times l = 2 \times l^2 \quad \Rightarrow \quad l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{16}{2}} = 2,83 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad l = 3 \text{ m}$$

En prend un seul dessableur de type dessableur aéré avec la dimension suivant:

$$(L ; l ; H) = (6 ; 3 ; 3) \text{ m}$$

Le débit d'air nécessaire à l'aération ($Q_{\text{air}} = 1,4 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{m}^3 \text{ d'eau}$)

$$Q_{\text{air}} = 0,16 \times 1,4 = 0,22 \text{ m}^3 \text{ d'air/s}$$

Les dimensions et les paramètres du dessableur-déshuileur sont récapitulés dans le tableau si dessous.



Tableau IV.5 Tableau récapitulatif (dessablage-déshuilage)

Désignation	Unité	2030	2050
Dessableur déshuileur	-	1	1
Q_p	m ³ /s	0,47	0,16
Longueur	m	10	6
Largeur	m	5	3
Hauteur	m	3	3
Temps de séjour	min	5	5
Débit d'air	m ³ d'air/s	0,66	0,22

IV.A.5. Calcul des quantités de matières retenues par le Dessableur-Déshuileur :

Le Dessableur permet d'éliminer environ 70 % des matières minérales

• Horizon 2030

$$\text{MES} = 12\,447 \text{ Kg/j}$$

- La quantité des MVS :

$$\text{MVS} = 0,65 \times \text{MES} = 0,65 \times 12\,447 = 8\,090,55 \text{ Kg/j}$$

- La quantité des MM :

$$\text{MM} = 0,35 \times \text{MES} = 0,35 \times 12\,447 = 4\,356,45 \text{ Kg/j}$$

- La quantité des MM éliminée par le dessableur-déshuileur :

$$\text{MM}_{\text{éliminée}} = 0,70 \times \text{MM} = 0,70 \times 4\,356,45 = 3\,049,51 \text{ Kg/j}$$

- La quantité des MM restante :

$$\text{MM}_{\text{restante}} = \text{MM} - \text{MM}_{\text{éliminée}} = 4\,356,45 - 3\,049,51 = 1\,306,93 \text{ Kg/j}$$

- La quantité de MES sortant du dessableur déshuileur :

$$\text{MES}_{\text{sortant}} = \text{MM}_{\text{restante}} + \text{MVS} = 1\,306,93 + 8\,090,55 = 9\,397,48 \text{ Kg/j}$$

• Horizon 2050

$$\text{MES} = 16\,782 \text{ kg/j}$$

- La quantité des MVS :

$$\text{MVS} = 0,65 \times \text{MES} = 0,65 \times 16\,782 = 10\,908,3 \text{ Kg/j}$$

- La quantité des MM :

$$\text{MM} = 0,35 \times \text{MES} = 0,35 \times 16\,782 = 5\,873,7 \text{ Kg/j}$$

- La quantité des MM éliminée par le dessableur déshuileur :

$$\text{MM}_{\text{éliminée}} = 0,70 \times \text{MM} = 0,70 \times 5\,873,7 = 4\,111,6 \text{ Kg/j}$$

- La quantité des MM restante :



$$MM_{\text{restante}} = MM - MM_{\text{éliminée}} = 5\,873,7 - 4\,111,6 = 1\,762,1 \text{ Kg/j}$$

- La quantité de MES sortant du dessableur déshuileur :

$$MES_{\text{sortant}} = MM_{\text{restante}} + MVS = 1\,762,1 + 10\,908,3 = 12\,670,4 \text{ Kg/j}$$

IV.B.LES TRAITEMENTS PRIMAIRES :

IV.B.1. Introduction :

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

Ces matières correspondent aux états suivants :

a- Décantation libre ou grenu :

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

b- Décantation diffuse ou coalescent :

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

IV.B.2. Les différents types de décanteurs :

- décanteur cylindro-conique ;
- décanteur à flux horizontal ;
- décanteur circulaire ;

IV.B.3. DIMENSIONNEMENT DU DECANTEUR PRIMAIRE :

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

➤ Données pour le calcul du décanteur :

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la charge hydraulique superficielle

La vitesse limitée est donnée par la relation :

$$V = Q_{\text{moy}}/S_h \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{j)}$$

Q_{moy} : débit moyenne journalier.

S_h : surface horizontale du décanteur.

V : la charge hydraulique superficielle en $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{j}$.

IV.B.3.1. Calcul du décanteur à l'horizon 2030 :

$$\text{En a : } Q_{\text{moy,j}} = 24\,894 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Détermine la charge hydraulique superficielle :**

Le décanteur primaire permet d'éliminer 35% de DBO₅, à partir du graphe suivant on détermine la charge hydraulique.

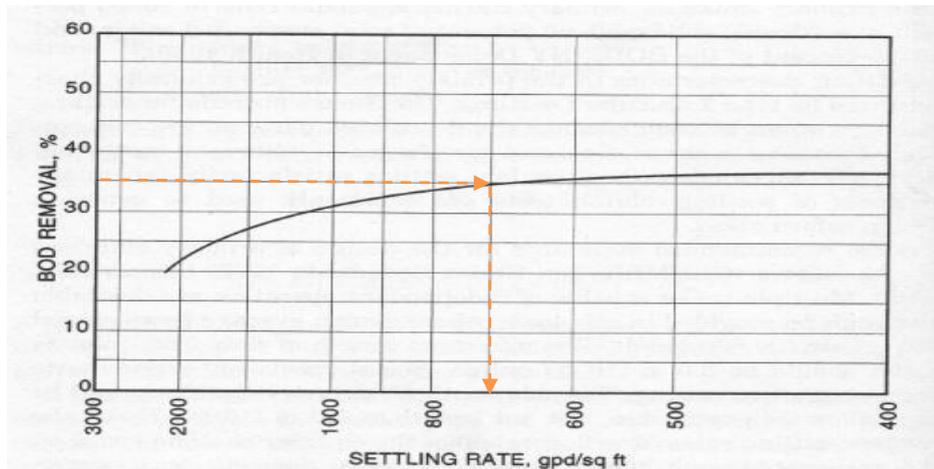


Figure (IV.1) : DBO₅, éliminé dans le décanteur primaire en fonction de la charge hydraulique ^[9]

A partir de ce graphe la charge hydraulique superficielle = 700 gal/j.ft²

$$V = 700 \times 3,785 \times 10^{-3} \times 0,3048^2 = 28,52 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{j} \Rightarrow V = 28,52 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{j} = 1,18 \text{ m/h}$$

➤ **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = Q_p / V = 24\,894 / 28,52 = 872,86 \text{ m}^2 \quad \text{on prend :} \quad S_h = 873 \text{ m}^2$$

➤ **Volume du décanteur :**

La profondeur du décanteur H = 4 m ;

$$V = S_h \times H = 873 \times 4 = 3\,492 \text{ m}^3 \quad \text{on prend :} \quad V = 3\,492 \text{ m}^3$$

$$\text{On prévoit deux décanteurs } V' = V/2 = 3\,492/2 = 1\,746 \text{ m}^3 \Rightarrow V' = 1\,746 \text{ m}^3$$

➤ **Le diamètre du décanteur:**

$$\text{On a } S = \pi \cdot D^2 / 4$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1746}{3,14 \cdot 4}} = 23,58 \text{ m} \quad \text{en prend :} \quad D = 24 \text{ m} \Rightarrow d_{\text{dev}} = 23 \text{ m}$$

➤ **Calcul du débit déversé par unité de longueur du déversoir :**

$$\text{Calculer par la formule suivante : } Q_{\text{dev}} = \frac{Q_{\text{moy}}}{L_{\text{dev}}}$$

Q_{moy} : Débit moyenne horaire ;

L_{dev} : Longueur de déversoir ;

La longueur de déversoir = périmètre du décanteur = π · d_{dev} = π · 23 = 72,26 m

$$Q_{\text{dev}} = \frac{24894/2}{72,26} = 172,25 \text{ m}^3/\text{m}/\text{j} \Rightarrow Q_{\text{dev}} = 172,25 \text{ m}^3/\text{m}/\text{j}$$



Calcul le nombre d'échancrure : $n = \frac{L_{dev}}{e}$;

e : espacement entre 2 échancrure, on installe des échancrures triangulaire de (\sphericalangle ; 90°) avec un espacement de 20,3 cm ;

$$n = \frac{72,26}{20,3 \cdot 10^{-2}} = 356 \quad \Rightarrow \quad n = 356 \text{ échancrure}$$

Calcule le débit de chaque échancrure : $q_{ech} = \frac{Q_{moy}}{n} = \frac{24894/2}{356} = 35 m^3 / j$
 $q_{ech} = 35 m^3/j$

➤ **Détermination du temps des séjours :**

- pour le débit moyen horaire : $T_s = V' / (Q_{moy}/2) = 1\,746 / 518,63 = 3^h : 22^{min}$.
- pour le débit de pointe par temps sec : $T_s = V' / (Q_p/2) = 1\,746 / 855,75 = 2^h : 02^{min}$

IV.B.3.2. Calcul de la quantité de boues éliminées :

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

35% de DBO_5

60% de MES

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

$$DBO_5 = 10\,020 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 12\,447 \text{ Kg/j}$$

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

$$DBO_{5e} = 0,35 \times DBO_5' = 0,35 \times 10\,020 = 3\,507 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \times MES' = 0,6 \times 12\,447 = 7\,468,2 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,25 \times MES_e = 0,25 \times 7\,468,2 = 1\,867,05 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,75 \times MES_e = 0,75 \times 7\,468,2 = 5\,601,15 \text{ Kg/j}$$

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

$$MES_s = MES - MES_e = 12\,447 - 7\,468,2 = 4\,979 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 10\,020 - 3\,507 = 6\,513 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,25 \times MES_s = 0,25 \times 4\,979 = 1\,244,75 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,75 \times MES_s = 0,75 \times 4\,979 = 3\,734,25 \text{ Kg/j}$$

IV.B.3.3. Calcul du décanteur à l'horizon 2050:

$$Q_{moy,j} = Q_{moy2050} - Q_{moy2030} = 33\,564 - 24\,894 = 8\,670 \text{ m}^3/j \quad \Rightarrow \quad Q_{moy,j} = 8\,670 \text{ m}^3/j$$

En a la charge hydraulique superficielle $V = 28,52 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{j}$

➤ **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = Q_{moy} / V = 8\,670 / 28,52 = 304 \text{ m}^2 \text{ on prend } S_h = 304 \text{ m}^2$$



➤ **Volume du décanteur :**

La profondeur du décanteur $H = 4 \text{ m}$;

$$V = S_h \times H = 304 \times 4 = 1\,216 \text{ m}^3 \quad \text{on prend :} \quad \mathbf{V = 1\,216 \text{ m}^3}$$

➤ **Le diamètre du décanteur:**

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.1216}{3,14.4}} = 20\text{m} \quad \text{En prend :} \quad \mathbf{D = 20 \text{ m}}$$

➤ **Calcul du débit déversé par unité de longueur du déversoir :**

La longueur de déversoir = périmètre = $\pi \cdot d_{\text{dev}} = \pi \cdot 19 = 60 \text{ m}$

$$Q_{\text{dev}} = \frac{8670}{60} = 144,5 \text{ m}^3 / \text{m} / \text{j} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q_{\text{dev}} = 1\,445 \text{ m}^3 / \text{m} / \text{j}}$$

➤ **Calcul le nombre d'échancrure :**

$$n = \frac{60}{20,3 \cdot 10^{-2}} = 296 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{n = 296 \text{ échancrure}}$$

➤ **Débit de chaque échancrure :** $q_{\text{ech}} = \frac{Q_{\text{moy}}}{n} = \frac{8670}{296} = 29,30 \text{ m}^3 / \text{j} \Rightarrow \mathbf{q_{\text{ech}} = 29,30 \text{ m}^3 / \text{j}}$

➤ **Détermination du temps de séjours :**

- pour le débit moyen horaire : $T_s = V / Q_{\text{moy}} = 1\,216 / 361,25 = 3^{\text{h}} : 22^{\text{min}}$
- pour le débit de pointe par temps sec : $T_s = V / Q_p = 1\,216 / 568,5 = 2^{\text{h}} : 08^{\text{min}}$

IV.B.3.4. Calcul de la quantité de boues éliminées :

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

35% de DBO_5

60% de MES

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

$$\text{DBO}_5' = \text{DBO}_{5(2050)} - \text{DBO}_{5(2030)} = 13\,510 - 10\,020 = \mathbf{3\,490 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MES}' = \text{MES}_{(2050)} - \text{MES}_{(2030)} = 16\,782 - 12\,447 = \mathbf{4\,335 \text{ Kg/j}}$$

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

$$\text{DBO}_{5e} = 0,35 \times \text{DBO}_5' = 0,35 \times 3\,490 = \mathbf{1\,221,5 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MES}_e = 0,6 \times \text{MES}' = 0,6 \times 4\,335 = \mathbf{2\,601 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MM}_e = 0,25 \times \text{MES}_e = 0,25 \times 2\,601 = \mathbf{650,25 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MVS}_e = 0,75 \times \text{MES}_e = 0,75 \times 2\,601 = \mathbf{1\,950,75 \text{ Kg/j}}$$

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

$$\text{DBO}_{5s} = \text{DBO}_5' - \text{DBO}_{5e} = 3\,490 - 1\,221,5 = \mathbf{2\,268,5 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MES}_s = \text{MES}' - \text{MES}_e = 4\,335 - 2\,601 = \mathbf{1\,734 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MM}_s = 0,25 \times \text{MES}_s = 0,25 \times 1\,734 = \mathbf{433,5 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MVS}_s = 0,75 \times \text{MES}_s = 0,75 \times 1\,734 = \mathbf{1\,300,5 \text{ Kg/j}}$$



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

Décanteur primaire	unité	Horizon	
		2030	2050
Nombre de décanteur	-	2	1
Volume totale	m ³	3 492	1 216
Volume	m ³	1 746	1 216
Surface horizontale	m ²	342,5	304
Diamètre	m	24	20
hauteur	m	4	4

IV.C. LES TRAITEMENTS SECONDAIRES :

IV.C.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.

L'épuration biologique s'effectue conformément à l'ensemble classique suivant :

- L'aération.
- La clarification, où s'effectue la séparation "boues / eaux traitées".
- La recirculation des boues assurant le réensemencement en boues dans les bassins d'aération.

IV.C.2. Etude de la variante à moyenne charge :

IV.C.2.1. La charge volumique (C_v) :

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

$$C_v = \frac{L_0(DBO_5 \text{ entrée})}{V(\text{Volume BA})} ; L_0 : \text{flux de } DBO_5 \text{ à l'entrée du bassin d'aération}$$

Pour un traitement moyenne charge : $0,5 < C_v < 1,5$ (Kg DBO_5 /m³.j) [7].

Nous prenons pour le calcul : $C_v = 1,05$ (kg DBO_5 /m³.j)

IV.C.2.2. La charge massique (C_m) :

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

$$C_m = \frac{L_0(DBO_5 \text{ entrée})(kg / j)}{X_t(kg)} ; X_t : \text{masse des boues MVS}$$

Pour le traitement à moyenne charge : $0,2 < C_m < 0,5$ (Kg DBO_5 /Kg MVS .m³.j) [7]

On prendra : $C_m = 0,3$ Kg DBO_5 /Kg MVS.j .



IV.C.3. BASSIN D'AÉRATION :

Les bassins d'aération sont les réacteurs biologiques dans lesquels s'effectue la transformation de la matière organique par les microorganismes aérobies. Ils constituent un élément fondamental de la filière définie sous le terme de boues activées. Une bonne gestion de l'aération permet également d'assurer les réactions de nitrification et de dénitrification.

IV.C.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération à l'horizon 2030 :

IV.C.3.1.1. Donne de base :

- ✓ Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 24\,894 \text{ m}^3/\text{j}$
- ✓ Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 1\,037,25 \text{ m}^3/\text{h}$.
- ✓ Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0 = 6\,513 \text{ kg/j}$
- ✓ Concentration de l'effluent en DBO_5 (C_0)

$$C_0 = L_0/Q_{\text{moy j}} = 6\,513/24\,894 = 262 \text{ mg/l}$$
- ✓ La charge pollutant à la sortie ($C_s = 30 \text{ mg/l}$)

$$L_s = C_s \times Q_{\text{moy j}} = 30 \times 10^{-3} \times 24\,894 = 746,82 \text{ kg}_{\text{DBO}_5/\text{j}}$$
- ✓ La charge polluante éliminée

$$L_e = L_0 - L_s = 6\,513 - 746,82 = 5\,766,2 \text{ kg}_{\text{DBO}_5/\text{j}}$$

Le rendement de l'épuration est donc:

$$\eta_{\text{ép.}} = \frac{L_0 - L_s}{L_0} = \frac{5766,2}{6513} = 88 \% \quad \Rightarrow \quad \eta_{\text{ép.}} = 88 \%$$

Le bassin d'aération choisi est de type rectangulaire dont:

❖ Volume du bassin V_b :

$$V_b = \frac{L_0}{c_v} ; \quad \text{on prend } C_v = 1,05 \text{ Kg}_{\text{DBO}_5} / \text{m}^3 \cdot \text{j}$$

$$V_b = \frac{6513}{1,05} = 6\,202,86 \text{ m}^3 ; \quad \Rightarrow \quad V_b = 6\,202,86 \text{ m}^3$$

Nous projetons quatre (04) bassins de même volume :

$$V' = V_b / 4 = 6\,202,86 / 4 = 1\,550,72 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V' = 1\,550,72 \text{ m}^3$$

❖ Hauteur du bassin H :

La hauteur du bassin d'aération varie entre (3 à 5) m, nous choisissons donc une hauteur de 4 m.

❖ Surface horizontale S_h :

$$S_h = V' / H_b = 1\,550,72 / 4 = 388 \text{ m}^2 \quad \text{pour chaque bassin ;}$$

❖ Longueur et largeur du bassin :

$$\text{On prend } L/l = 2 \Rightarrow L = 2 \times l \quad \text{et on a ; } S_h = L \times l = 2 \times l^2 \Rightarrow l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{388}{2}} = 14 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } L = 2 \times 14 = 28 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad (L ; l ; H) = (28 ; 14 ; 4) \text{ m}$$



❖ **Temps de séjour dans chaque bassin :**

Par débit moyen : $T_s = V' / [Q_{moy}/4] = 1\,550,72 / [1\,037,25 / 4] = 6^h$

Par débit de pointe : $T_s = V' / [Q_p/4] = 1\,550,72 / [1\,711,5 / 4] = 3^h : 37^{min}$

❖ **Masse des boues dans le bassin MVS :**

$X_t = L_0 / C_m = 6\,513 / 0,3 = 21\,710\text{ kg}$

❖ **Concentration des boues dans le bassin MVS :**

$X_a = X_t / V = 21\,710 / 6202,86 = 3,5\text{ kg}_{DBO5}/m^3/j$

IV.C.3.2. Besoin en oxygène :

Les installations d'épuration biologiques fonctionnent généralement en présence d'oxygène, notant toutefois que la vitesse de dégradation dépend de la quantité 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 :

$$Q_{(O_2)} = a'L_e + b'X_t \text{ (kg/j).}$$

Où:

L_e : La charge en DBO éliminée (kg/j) ;

X_t : Masse totale des boues présentes dans le bassin d'aération ;

a' : La fraction de pollution transformée 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 de 1 g de pollution;

b' : coefficient cinétique de respiration endogène (g O₂ /g MVS/j) ;

Le tableau suivant donne les valeurs de a' et b' suivant la charge massique appliquée :

Tableau IV.7 : Valeur des coefficients a' et b' en fonction de la charge massique ^[10]

C_m	< 0,1	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	> 0,5
a'	0,66	0,65	0,62	0,6	0,56	0,53	0,5
b'	0,06	0,07	0,075	0,08	0,085	0,09	0,7 à 1,2

$C_m = 0,3 \text{ (kg}_{DBO5} / \text{kg}_{MVS}/m^3.j)$

Donc : $a' = 0,56$ et $b' = 0,085$

*** Quantité d'oxygène journalière:**

$Q_{(O_2)j} = [0,56 \times 5\,766,2] + [0,085 \times 21\,710] = 5\,074,42\text{ kg O}_2/j$

*** Quantité d'oxygène horaire :**

$Q_{(O_2)h} = 5\,074,42 / 24 = 211,43\text{ kg O}_2/h$



* **Quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :**

$$Q_{(O_2)} = 5\,074,42 / 1\,550,72 = 3,2 \text{ kg } O_2 / \text{m}^3$$

* **Quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :**

$$Q_{(O_2)_p} = a' \cdot L_e / T_d + b' \cdot X_t / 24$$

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

T_d : période diurne en heures, $T_d = 16$ heures.

L_e : la charge en DBO éliminée (kg/j)

$$Q_{(O_2)_p} = [0,56 \times 5\,766,2] / 16 + [0,085 \times 21\,710] / 24 = 278,71 \text{ kg}_{O_2}/\text{h} \Rightarrow Q_{(O_2)_p} = 278,71 \text{ kg}_{O_2}/\text{h}$$

IV.C.3.3. Système d'aération: (partie à détailler) :

La fourniture de l'oxygène, indispensable à la vie de la biomasse épuratrice, constitue la part prépondérante de la consommation énergétique d'une station d'épuration à boues activées.

Généralement, cet oxygène dissous est fourni à partir du transfert de l'air atmosphérique dans le mélange eaux - boues activées, soit par injection d'air dans l'eau, soit par projection d'eau dans l'air.

Dans beaucoup de cas, les dispositifs utilisés ont une double fonction : l'aération et le brassage des boues, afin de maintenir en suspension les micro-organismes et permettre les échanges d'oxygène et de matières nutritives entre le liquide et les bactéries.

IV.C.3.3.1. Les différents systèmes d'aération :

Les principaux appareils utilisés de nos jours sur les stations d'épuration peuvent être classés en trois catégories :

- Les aérateurs mécaniques de surface ;
- Les systèmes à injection d'air ;
- Les systèmes à base de pompes ;

a. Les aérateurs de surface : ^[13]

Ils sont dominants sur les petites et moyennes installations à boues activées et sur les lagunes, rares sur les très grosses stations d'épuration. Il s'agit d'appareils qui assurent principalement la dissolution d'oxygène par projection dans l'air de la liqueur à aérer.

On distingue deux types d'aérateurs de surface :

- Les turbines à axe vertical (turbines rapides et lentes),
- Les brosses à axe horizontal.

Les turbines à axe vertical on les subdivise en deux types:

a.1. Turbines lentes avec des vitesses de 40 à 100 tr/min et des apports spécifiques bruts de 0,8 à 1,5 kg O₂/kw/h^[13].

Le rendement de ces turbines est influencé, outre la vitesse de rotation, par :

- * La hauteur d'eau : le rayon de rotation (rayon sur hauteur d'eau) optimal est de 2,
- * Leur immersion, dans une plage de 1 à 10 cm en général.

a.2. Les turbines rapides, à prise directe, tournant à 750 ou 1 500 tr/mn, sont souvent installées sur un système de flotteurs.

Ces appareils ont tendance à brasser localement, mais ont un effet de pompage réduit, qu'on tente d'améliorer par des systèmes de jupes, complétés par des déflecteurs.

a.3. Les appareils à axe horizontal (brosses) : leur installation s'effectue dans les chenaux d'oxygénation 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}/kw/h .



Figure IV.2. Différents types de mobiles d'aération/agitation

b. Aération par insufflation d'air (à air comprimé) :

L'injection d'air se fait par le fond du bassin pour assurer l'oxygénation et le brassage. On distingue trois sortes de diffuseurs :

✚ Diffuseur à grosses bulles :

Du fait de la vitesse ascensionnelle élevée de la surface de contact est 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.

✚ Diffuseur à moyennes bulles :

Les bulles 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.

✚ Diffuseur à fines bulles :

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

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



Figure IV.3. Différents types des systèmes d'aération par insufflation d'air

c. Les systèmes à base de pompes :

Ils sont assez peu utilisés, en France, pour l'aération des boues activées. Certains d'entre eux ont des utilisations bien spécifiques : aération de lisiers par exemple.

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

IV.C.3.3.2. Choix du système d'aération :

Pour notre station d'épuration projetée, nous optons pour des aérateurs de surfaces à axe verticale réalisant le transfert d'oxygène par une turbulence accrue au voisinage de la surface et par la dispersion du liquide. De par leur large utilisation, ils assurent une bonne efficacité de transfert et leur convenance au mieux au procédé par boues activées.

Le rendement en oxygène de ces aérateurs varie entre 1,5 à 2 kg O_2 /kwh. Ceci dépend de la forme du bassin, de sa surface, de la composition des eaux usées et des conditions d'exploitation.

Au-delà d'une certaine profondeur, le brassage devient plus assuré, des profondeurs maximales de 3 à 5 m sont admises.

L'aérateur de surface à axe verticale est composé des éléments suivants, montent en groupe flottant :

- ❖ Un moteur non submersible.
- ❖ Un tube d'aspiration.
- ❖ Des flotteurs en acier inoxydable.
- ❖ Un détecteur.

IV.C.3.4. Calcul des aérateurs de surface a installé :

1. La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (N_0).

Cette quantité doit tenir compte :

- ❖ De la salinité des eaux.



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

$$N_0 = K_a \times P_a + N_s$$

Avec :

K_a : Constante caractérisant le dispositif d'aération.

N_s : Oxygène transféré dans le liquide.

P_a : La puissance absolue par m^2 de surface du bassin.

Elle déterminer par la formule d'HORMANIK :

$$N_0 = 1,98 \times 10^{-3} \times P_a + 1 \quad [\text{kg/kwh}]^{[11]}$$

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

On prend :

$$P_a = 77 \text{ w/m}^2.$$

$$N_0 = 1,98 \times 10^{-3} \times 77 + 1 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

$$N_0 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

2. La quantité d'oxygène transférée par unité de puissance (N) dans les conditions expérimentales est :

$$N/N_0 = (\beta \cdot C_s - C_1) \times \alpha \times C^{(t-20)} / C_s (20C^\circ) \quad (\text{kgO}_2/\text{kwh})$$

Où:

α : coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau propre. $\alpha = 0,85$ à $0,95$ ^[13]

$C^{(t-20)}$: représente la vitesse de dégradation des matières organiques à la température $20C^\circ$, elle est définie par rapport à la température $20 C^\circ = 1,024^{(t-20)}$

C_1 : concentration en oxygène à maintenir dans le bassin.

$$C_1 = 1,5 \text{ à } 2 \text{ mg/l.}^{[12]} \quad ; \quad \text{Nous prenons: } C_1 = 1,5 \text{ mg/l.}$$

C_s : concentration de saturation en oxygène à la surface aux conditions nominales à $20 C^\circ$ et 760 mm de mercure. $C_s = 8,7 \text{ mg/l}$ pour les aérateurs de surface ^[5].

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 : $\beta = C_s (\text{eau usée}) / C_s (\text{eau épurée})$; β est de l'ordre de $0,9$.

Donc :

$$N = 1,15 \times [(1 \times 8,7) - 1,5] \times 0,90 \times 1,024^{(25-20)} / 8,7 = 0,96 \text{ kgO}_2 / \text{kWh}$$

3. Calcul de la puissance nécessaire de brassage à l'aération "puissance requise pour oxygénation W_a :

$$W_a = Q_{(O_2)_p} / N$$

$$W_a = 278,71 / 0,96 = 290,32 \text{ kW}$$

\Rightarrow

$$W_a = 290,32 \text{ Kw}$$



4. La puissance nécessaire de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :

$$W_m = S_h \times P_a$$

Où: S_h : est la surface horizontale du bassin

P_a : puissance absolue par m^2 du bassin.

$$W_m = 388 \times P_a \times 10^{-3} \quad \text{et en a : } P_a = 77W/m^2 \quad \Rightarrow \quad W_m = 30 \text{ Kw}$$

5. Le nombre d'aérateurs dans le bassin:

$$N_{a\acute{e}} = W_a/W_m$$

$$N_{a\acute{e}} = 290,32 / 30 = 9 ; \text{ Nous prendrons : } N_{a\acute{e}} = 9 \text{ aérateurs.}$$

6. La puissance de brassage :

$$P_{\text{brassage}} = W_a / V_{\text{bassin}} = 290,32 / 6\,202,86 = 0,047 \text{ kw/m}^3 = 47 \text{ w/m}^3 > 35 \text{ w/m}^3 ; \text{Acceptable}^{[14]}$$

IV.C.3.5. Calcul des aérateurs par insufflation d'air :

Calcul de débit d'air fournir par le générateur en m^3 d'air

En a : 1 mol 22,4 l (condition normal) ;

$$X \text{ } 1000 \text{ l d'air} \quad \Rightarrow \quad X = 1000. 1/22,4 = 44,6 \text{ mol d'air.}$$

Le pourcentage l'O₂ dans l'air = 21 % ;

En a : 44,6 mol 100%

$$Y \text{ } 21\% \quad \Rightarrow \quad Y = 21. 44,6 / 100 = 9,37 \text{ mol ;}$$

Et en a : 1 mol O₂ g = (16*2) = 32g

$$9,37 \text{ mol } Z \quad \Rightarrow \quad Z = 9,37. 32 / 1 = 300 \text{ g d'O}_2 ;$$

En a : 300g d'O₂ 1 m³d'air

$$278,71 \text{ kgO}_2/\text{h} \text{ } Q_{\text{air}} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{air}} = 278,71.10^3. 1 / 300 = 929 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

*** Calcul le débit nécessaire au système :**

$$Q_{\text{air néc}} = Q_{\text{air}} / (5\% \cdot 4 \cdot 0,5) = 929 / 0,1 = 9\,290 \text{ m}^3/\text{h}$$

*** Nombre de diffuseur :**

$$N_{\text{def}} = Q_{\text{air néc}} / Q_{\text{un diffuseur}} ;$$

Avec : N_{dif} : Nombre de diffuseur ;

$Q_{\text{air néc}}$: Débit d'air nécessaire;

Q_{diff} : Débit d'un diffuseur = 4 m³/h/diffuseur ;

$$N_{\text{def}} = 9\,290 / 4 = 2\,322 \text{ diffuseur ;}$$

*** Calcule la puissance absorbée :**

$$P_{\text{abs}} = B_{O_2} / (N_0 \cdot \alpha) = 278,71 / (2,5 \cdot 0,5) = 222,97 \text{ kw ;}$$

*** Puissance installé :**

$$P_{\text{ins}} = P_{\text{abs}} / 0,8 = 222,97 / 0,8 = 278,71 \text{ kw}$$

*** Puissance de brassage :**

$$P_{\text{brassage}} = P_{\text{abs}} / V_{\text{bassin}} = 222,97.10^3 / 6\,202,86 = 35,95 \text{ w/m}^3 ;$$



IV.C.4. DECANTEUR SECONDAIRE (CLARIFICATEUR) :

Après aération, le mélange (eaux + boues activées) appelé également liqueur mixte est envoyé dans le décanteur secondaire où s'effectue la sédimentation des boues et la collecte des eaux épurées.

Une partie des boues décantée sera recyclée vers le bassin d'aération et l'autre (boues en excès) sera acheminée vers les ouvrages de traitement des boues (digesteur ou épaisseur).

IV.C.4.1. Dimensionnement du clarificateur à l'horizon 2030 :

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.

Le temps de séjour dans le clarificateur : $t_s = (1,5 - 2)$ heures.

Dans notre travail on prend $t_s = 1,5$ h^[7].

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

En période de pointe, le débit arrivant au clarificateur est de $1\,711,5$ m³/h ;

❖ Le volume du décanteur :

$$V = Q_p \times t_s = 1\,711,5 \times 1,5 = 2\,567,25 \text{ m}^3 ; \quad V = 2\,567,25 \text{ m}^3$$

On prend deux décanteur donc : $V' = V/2 = 2\,567,25/2 = 1\,283,62$ m³.

❖ La hauteur du décanteur

Nous prenons $H_d = 3$ m

❖ La surface horizontale du décanteur :

$$S_h = V'/H = 1\,283,62 / 3 = 427,87 \text{ m}^2 \quad \text{on prend : } S_h = 428 \text{ m}^2$$

❖ Diamètre du décanteur

$$D_d = \sqrt{\frac{4 \times V'}{H \times \pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1283,62}{3 \times 3,14}} = 23,35 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad D_d = 23,35 \text{ m}$$

IV.C.4.2. Bilan des boues :

Il est important en pratique de connaître l'accumulation des matières solides dans la station de manière à prévoir l'importance des évacuations et à calculer les dispositifs de traitement des boues excédentaires.

Les facteurs qui contribuent à l'augmentation de la masse des boues:

- ❖ La croissance bactérienne.
- ❖ Les stocks.
- ❖ Les matières en suspension



Par contre, une diminution peut intervenir du fait:

- ❖ De la respiration endogène.
- ❖ Des fuites des matières en suspensions.

Il existe plusieurs formules donnent la production des boues en excès dans notre cas en utilise la formule d'ECKENFELDER :

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

Avec:

X_{\min} : quantité des matières minérales non éliminées par le traitement (kg/j). Elle représente 30% des matières en suspension ; $MM_{\text{non éliminées}} = 30\% \cdot \text{MES}$.

X_{dur} : quantité des matières sèches non biodégradables. Elle représente 50% de 70% des matières en suspension $X_{\text{dur}} = 0,50 \cdot (0,70 \cdot \text{MES}) = 0,50 \cdot \text{MVS}$.

L_e : Flux DBO_5 éliminé (kg/j).

a_m : Masse produit de boues / kg DBO_5 . $a_m = (0,53 \text{ à } 0,56)$ (Nous prenons $a_m = 0,56$) [8]

b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène tel que $b = b' / 1,44$

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène donc $b = 0,07 / 1,44 = 0,05$

X_t : Masse totale de MVS dans le bassin en (Kg) ;

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

Alors: $X_{\min} = 30\% \times \text{MES}_{\text{sur DP}} = 0,3 \times 4\,979 = 1\,493,7 \text{ kg/j}$;

$X_{\text{dur}} = 0,5 \times (0,7 \times \text{MES}) = 0,5 \times 0,7 \times 4\,979 = 1\,742,65 \text{ kg/j}$;

$a_m L_e = 0,56 \times 5\,766,2 = 3\,229 \text{ kg/j}$;

$b X_t = 0,05 \times 21\,710 = 1\,085,5 \text{ kg/j}$;

$X_{\text{eff}} = Q_{\text{moy,j}} \times 30 \text{ mg/l} = 24\,894 \times 30 \times 10^{-3} = 746,82 \text{ kg/j}$;

Soit un total de:

$$\Delta X = 1\,493,7 + 1\,742,65 + 3\,229 - 1\,085,5 - 746,82 = 4\,633,03 \text{ kg/j} \quad \Rightarrow \quad \Delta X = 4\,633,03 \text{ kg/j}$$

✚ Concentration des boues en excès :

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

Avec : X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman 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 éprouvette de 1 litre.



On prend : $I_m = 125$; $X_m = \frac{1200}{125}$; $X_m = 9,6 \text{ Kg} / \text{m}^3$

Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{excés}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{4\,633,03}{9,6} = 482,61 \text{ m}^3/\text{j} \Rightarrow Q_{\text{excés}} = 482,61 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit spécifique par m³ de bassin :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} ; \quad V : \text{Volume de bassin}$$

Donc : $q_{sp} = \frac{4\,633,03}{6\,202,86} \Rightarrow q_{sp} = 0,75 \text{ Kg} / \text{m}^3 \cdot \text{j}$

Age des boues :

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

$$A = X_t / \Delta X$$

$$A = 21\,710 / 4\,633,03 = 4,68 \text{ jours} = 4^{\text{jours}} : 16^{\text{h}}$$

Recirculation des boues :

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 absence en oxygéné, 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 la relation suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \quad R : \text{taux de recyclage}(\%)$$

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 3,5 Kg/m³

Donc : $R = \frac{100 \times 3,5}{\frac{1200}{125} - 3,5} \Rightarrow R = 57,38\%$

Les débits de recirculation correspondants seront donc : $Q_R = R \cdot Q$

Au débit moyen : $Q_{R,\text{moy}} = 0,57 \times 1\,037,25 = 591,23 \text{ m}^3/\text{h}$

Au débit de pointe : $Q_{R,\text{point}} = 0,57 \times 1\,711,5 = 975,56 \text{ m}^3/\text{h}$

Les paramètres calculés précédemment sont résumés dans le tableau suivant pour les deux horizons :

Tableau IV.8 Tableau récapitulatif (Traitement secondaire)

DESIGNATIONS	UNITE	HORIZON	
		2030	2050
1* DONNES DE BASE BASSIN D'AIRATION			
Débit moyen journalier	m ³ /j	24 894	8 670
Débit moyen horaire	m ³ /h	1 037,25	361,25
Débit de pointe par temps sec	m ³ /h	1 711,5	632,20
Charge polluante à l'entrée du bassin L ₀	Kg/j	6 513	2 268,5
Concentration de l'effluent en DBO ₅ C ₀	mg/l	262	262
Concentration à la sortie C _s	mg/l	30	30
Charge éliminée L _e	kg/j	5 766,2	2 008,4
Rendement d'épuration	%	88	88
2* DIMENSIONNEMENT DU BASSIN D'AIRATION			
Nombre du Bassin d'aération	-	4	(+) 2
Volume total du Bassin	m ³	6 202,86	2 160,48
Volume unitaire du bassin	m ³	1 550,72	1 080,24
Surface du bassin	m ²	388	270
Hauteur du bassin	m	4	4
Longueur du bassin	m	28	24
Largeur du bassin	m	14	12
Masse des boues X _t	Kg	21 710	7 562
Concentration des boues X _a	Kg/m ³ /j	3,5	3,5
3* TEMPS DE SEJOUR			
Débit de pointe	Heure	3 ^h : 37 ^{min}	3 ^h : 25 ^{min}
Débit moyen horaire	Heure	6 ^h	6 ^h
4* BESOIN EN OXYGENE			
Quantité d'oxygène journalière	Kg/j	5 074,42	1 767,53
Quantité d'oxygène horaire	Kg/h	211,43	73,65
Quantité d'oxygène par m ³ du bassin	Kg/m ³ /j	3,2	1,64
Quantité d'oxygène en cas de pointe	Kg/h	278,71	97,08



5* CALCUL DE L'AERATEUR A INSTALLER			
Puissance absolue par m ² de surface du bassin (P _a)	w/m ²	77	77
Puissance nécessaire de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin (W _m)	Kw	30	21
Puissance nécessaire (W _a)	Kw	290,32	101,12
Nombre des aérateurs dans le bassin	-	09	05
Puissance de brassage	w/m ³	47	47
6* BILAN DES BOUES			
La masse des boues à extraire pour maintenir le système en équilibre par jour ΔX	Kg/j	4 633,03	1 613,66
Taux de recyclage X _m	Kg/m ³	9,6	9,6
Q boues en excès Q _{excès}	m ³ /j	482,61	168,09
Débit spécifique par m ³ de bassin	Kg/m ³ .j	0,75	0,75
Age des boues	Jour	4 ^{jour} : 16 ^h	4 ^{jour} : 16 ^h
Taux de recirculation	%	57,38	57,38
Débit recyclé au Q _{moy}	m ³ /h	591,23	205,92
Débit recyclé au Q _{point}	m ³ /h	975,56	360,35
7* DIMENSIONNEMENT DU CLARIFICATEUR			
Débit arrivant au clarificateur	m ³ /h	1 711,5	632,20
Volume total	m ³	2 567,25	948,3
Nombre	-	2	(+) 1
Volume unitaire	m ³	1 283,62	948,3
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	428	316,1
Diamètre	m	23,35	20
Temps de séjour	heure	1 ^h : 30 ^{min}	1 ^h : 12 ^{min}

Remarque : Le signe (+) désigne le nombre d'ouvrage ajouté en 2050.



IV.D. LA DESINFECTION

VI.D.1. Introduction

La désinfection est l'opération par laquelle on détruit les germes pathogènes grâce à l'action d'agents chimiques ou de tout autre moyen.

De nos jours, la désinfection est généralement réalisée par le chlore ou l'ozone. Le choix entre les deux types de désinfection est habituellement en défaveur de l'ozone, à cause du coût d'investissement et de maintenance. Nous reprochons également au chlore de former des dérivés chlorés hydrocarbonés toxiques ou cancérigènes.

Parmi les nombreux facteurs qui influencent la désinfection, on peut citer :

- La nature des micro-organismes.
- La concentration de l'agent chimique.
- Le temps de contact.
- La température.
- La présence de composés chimiques capables de réagir avec l'agent chimique de désinfection.

Généralement, la meilleure désinfection que l'on rencontre est celle par l'eau de Javel, car ce dernier coûte moins chère.

IV.D.2. Dose de 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 ^[10].

1. Horizon 2030 :

On utilise une dose de 10 mg/l du chlore pendant un temps de contact de 30 minutes.

- **La dose journalière :**

$$D_j = Q_{\text{moy } j} \times (\text{Cl}_2) \quad \text{avec} \quad Q_{\text{moy } j} = 24\,894 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$D_j = 24\,894 \times 0,01 = 248,94 \text{ kg/j}$$

- **Calcul de la quantité de Javel pouvant remplacer la quantité du chlore :**

On prend une solution d'hypochlorite à 40° ^[10]

1° de chlorométrie.....3,17 g de Cl₂ / l de Na ClO ^[10]

40° de chlorométrie..... X

$$X = 3,17 \times 40 / 1 = 127 \text{ g de Cl}_2 / \text{l de Na ClO}$$

- **La quantité d'hypochlorite nécessaire :**

1 m³ (Na ClO) 127 kg de Cl₂

Q_J 248,94 kg/j



$$Q_j = 248,94 / 127 = 1,96 \text{ m}^3 \text{ (Na ClO) / j} = 81,67 \text{ l/h}$$

- **La quantité annuelle d'hypochlorite**

$$Q_a = Q_j \times 365 = 715,4 \text{ m}^3 \text{ (Na ClO) / an}$$

IV.D.3. Dimensionnement du bassin de désinfection :

On doit imposer le temps de séjour minimal au débit maximal, de sorte que :

$$V_b = Q_p \times T_s$$

Avec : $Q_p = 1\,711,5 \text{ m}^3/\text{h}$

$$T_s = 30 \text{ min}^{[10]}$$

- **Le volume du bassin**

$$V_b = Q_p \times T_s = 1\,711,5 \times 30/60 = 855,75 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_b = 856 \text{ m}^3$$

- **La hauteur du bassin**

La profondeur effective $H_b = 3 \text{ m}$

- **La surface horizontale**

$$S_h = V_b / H_b = 856 / 3 = 285,33 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_h = 285 \text{ m}^2$$

- **La largeur**

Nous prenons $L = 19 \text{ m}$

- **La longueur**

$$l_b = S_h / L = 285 / 19 = 15 \text{ m} ; \quad \Rightarrow \quad (L, l, H) = (19, 15, 3) \text{ m}$$

2. Horizon 2050 :

$$Q_{\text{moy j}} = 8\,670 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_p = 632,20 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **La dose journalière :**

$$D_j = 8\,670 \times 0,01 = 86,7 \text{ kg/j}$$

- **La quantité d'hypochlorite nécessaire :**

$$Q_j = 86,7 / 127 = 0,68 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / j} = 28,33 \text{ l/h}$$

- **La quantité annuelle d'hypochlorite :**

$$Q_a = Q_j \times 365 = 248,2 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / an}$$

- **Le volume du bassin :**

$$V_b = Q_p \times T_s = 632,20 \times 30/60 = 316,1 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_b = 316 \text{ m}^3$$

- **La hauteur du bassin :**

Nous fixons $H_b = 3 \text{ m}$

- **La surface horizontale :**

$$S_h = V/H = 316 / 3 = 105,33 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_h = 105 \text{ m}^2$$

▪ **La largeur :**

Nous prenons $L = 12 \text{ m}$

▪ **La longueur :**

$$l_b = S_n / b = 105 / 12 = 9 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad (L, l, H) = (12, 9, 3) \text{ m}$$

Tableau IV.9. Tableau récapitulatif (la désinfection)

Caractéristiques	Unité	Horizon	
		2030	2050
Nombre	-	01	01
Volume	m ³	855,75	316,1
Surface	m ²	285,25	105,37
Hauteur	m	3	3
Longueur	m	20,38	12
largeur	m	14	8,78

IV.E. LE TRAITEMENT DES BOUES

IV.E.1. Introduction :

L'objectif du traitement des boues est de réduction le volume des boues par élimination plus ou moins poussée de leur humidité. Et réduction du pouvoir fermentescible, ou stabilisation.

La diminution du volume est obtenue par l'élimination de l'eau. Il faut réduire la teneur en matières organiques pour éviter toute fermentation. Le choix du traitement est fonction de l'origine et de la qualité des boues.

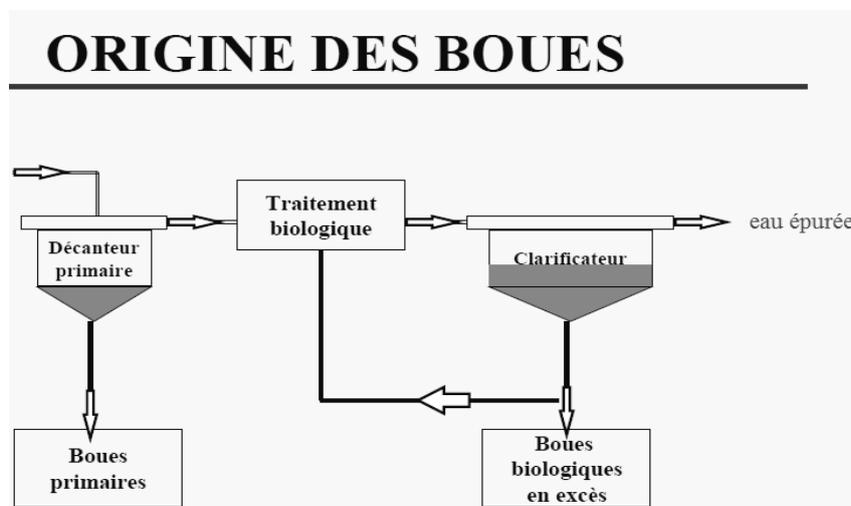


Figure IV.4. Origine des boues



IV.E.2. Epaissement 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.E.2.1. Epaissement par décantation :

Les boues sont introduites dans une cuve (épaisseur) profond ($H \geq 3,5\text{m}$ 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'épaississement :

- Epaisseur non raclés ;
- Epaisseur mécanisés ;

L'épaisseur 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 5m à 40 m.

IV.E.2.2. Epaissement par flottation :

Il consiste à réduire la masse volumique apparente des particules par absorption des fines bulles de gaz de façon à provoquer leur entrainement vers la surface.

Les boues concentrées sont récupérées par raclage de la surface du liquide.

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

IV.E.3. Stabilisation des boues :

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations en vue de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue les stabilisations chimiques ou biologiques. Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

Pour bloquer les fermentations bactériennes, le PH requis est de l'ordre de 10 à 11. Le composé de choix est la chaux vive. Son incorporation se réalise à une boue déjà flocculée égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de



chaux provoque une forte élévation de température et par conséquent une évaporation de l'eau. Un dosage de 15 à 25% par rapport au MS est préconisé.

IV.E.4. 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.E.4.1. Déshydratation sur lit 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.E.4.2. 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.E.4.3. Déshydratation naturelle (séchage thermique)

Le séchage s'effectue à l'air libre sur des aires constituantes un massif drainant de 0,25 à 0,4 m d'épaisseur^[13]. Ce procédé ne peut être applicable qu'à des boues déjà fortement déshydratées.

IV.E.5. 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.E.6. Dimensionnement des ouvrages :

IV.E.6.1. Horizon 2030 :

IV.E.6.1.1. Dimensionnement de l'épaississeur :

La production journalière des boues est de :

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



$$DX_p = 3\,507 + 7\,468,2 = 10\,975,2 \text{ Kg/j}$$

$$\text{- Boues secondaire } DX_s = 4\,633,03 \text{ Kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{\text{totale}} = DX_t = 10\,975,2 + 4\,633,03 = \mathbf{15\,608,23 \text{ Kg/j}}$$

La concentration de boue à l'entrée de l'épaississeur :

$$\text{Pour les boues primaires } S_1 = 20 \text{ à } 30 \text{ g/l}^{[6]}$$

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

➤ **Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :**

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 10\,975,2 / 25 = 440 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 4\,633,03 / 10 = 463,30 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Le débit total } Q_t = Q_1 + Q_2 = \mathbf{440 + 463,30 = 903,30 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ **La concentration du mélange :**

$$S = DX_t / Q_t = 15\,608,23 / 903,30 = \mathbf{17,28 \text{ Kg/m}^3}$$

➤ **Le volume de l'épaississeur :**

$$V = Q_t \cdot T_s = 903,30 \cdot 2 = 1\,807 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{V = 1\,807 \text{ m}^3}$$

T_s : temps de séjours = 2 j ; elle est compris entre (1 à 15 j).

➤ **La surface horizontale :**

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

$$S_h = V / H = 1\,807 / 4 = \mathbf{452 \text{ m}^2} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_h = 452 \text{ m}^2}$$

➤ **Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 452}{3,14}} = \mathbf{24 \text{ m}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D = 24 \text{ m}}$$

IV.E.6.1.2. 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 $80 \text{ g/l}^{[6]}$

Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = DX_t / 80 = 15\,608,23 / 80 = 195,10 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Le temps de séjour du digesteur :**

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

$$T_s = 15,6 \text{ jours}^{[11]}$$



➤ **Le volume du digesteur :**

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 195,10 \times 15,6 = 3\,043,56 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_d = 3\,044 \text{ m}^3$$

En utiliser trois (03) digesteurs de même volume $V'_d = 3\,044/3 = 1\,015 \text{ m}^3$

➤ **Le diamètre du digesteur :**

$$D_d = \sqrt{\frac{V'_d \times 4}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{1015 \times 4}{3,14 \times 4}} = 18 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad D_d = 18 \text{ m}$$

➤ **La surface horizontale :**

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 18^2}{4} = 254,34 \text{ m}^2 \quad \text{telle que : } H = 4\text{m}$$

➤ **La quantité de matières sèches des boues fraîches :**

$$F_g = Q_d \times F_s \times K_s$$

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

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

F_s : La teneur en matières solides $F_s = 3$ à 4% on prend $3,5\%$

$$\text{Donc : } F_g = 195,10 \times 0,035 \times 1 = 6,83 \text{ tonne /j}^{[11]}$$

➤ **La quantité de matière organique dans la boue fraîche :**

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

$$F_o = 0,6 \times F_g = 0,6 \times 6,83 = 4,10 \text{ T /j}$$

➤ **La quantité de gaz produite :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \times F_o = 138 (35)^{1/2} \times 4,10 = 3\,347,32 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité moyenne du gaz :**

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 \times Q_{\text{gaz}} = 0,75 \times 3\,347,32 = 2\,510,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité du méthane (CH₄):**

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

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 \times 2\,510,5 = 1\,632 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité du gaz carbonique CO₂ :**

$$Q_{\text{CO}_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}} \quad \text{on prend} \quad Q_{\text{CO}_2} = 0,3 Q'_{\text{gaz}}$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 \times 2\,510,5 = 753,15 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité restante de gaz :**

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₂, H₂...)

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 \times Q'_{\text{gaz}} = 0,05 \times 2\,510,5 = 125,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité minérale dans la boue :**

$$F_m = F_g - F_o = 6,83 - 4,10 = 2,73 \text{ T/j}$$

➤ **La quantité de boues digérées :**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_g} \frac{f_g}{f_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)^{[13]}$$

Avec:

f_g : teneur en matière solide dans la boue digérée ; $f_g = 10\%$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée ; $d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$

d_g : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur ; $d_g = 1 \text{ T/m}^3$

d_f : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_f = 1 \text{ T/m}^3$

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0,138T^{1/2}) = 2,73 + 4,10 (1 - 0,138 \times 35^{1/2}) = 3,48 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 3,48 \left(\frac{1}{1} \cdot 0,1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{1} \right) = 40,02 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.E.6.1.3. Dimensionnement des lits de séchage :

La quantité de boues extraites de l'épaississeur est égale à $\Delta X = 4\,633,03 \text{ kg/j}$, la teneur en matière sèche des boues varie entre 25 à 30 kg/m^3 . On prendra la valeur 25 kg/m^3 .

Le débit des boues à sécher sera égal à : $Q_{b,sech} = \Delta X / 25 = 185,33 \text{ m}^3/\text{j}$. Soit 67 646 m^3/an .

On considère qu'un lit est utilisé 12 fois/an (une rotation par mois). Pour un fonctionnement de 7 jours /7 et en considérant une hauteur de boues de 0,7 m.

La surface totale est égale à :

$$S_t = 67\,646 / 12 \cdot 0,7 = 8\,053,1 \text{ m}^2$$

En utilisant 20 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à :

$$S_u = S_t / 20 = 8\,053 / 20 = 403 \text{ m}^2$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes : **(L, l, H) = (24, 17, 0,7) m**



Figure.IV.5 : lit de séchage



IV.E.6.2. Horizon 2050:

IV.E.6.2.1. Dimensionnement de l'épaississeur:

La production journalière des boues est de :

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

$$DX_p = 1\,221,5 + 2\,601 = 3\,822,5 \text{ Kg/j}$$

- Boues secondaire $DX_s = 1\,613,66 \text{ Kg/j}$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{\text{totale}} = DX_t = 3\,822,5 + 1\,613,66 = 5\,436,16 \text{ Kg/j}$$

➤ Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 3\,822,5 / 25 = 153 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 1\,613,66 / 10 = 161,37 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = 314,37 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ La concentration du mélange :

$$S = DX_t / Q_t = 5\,436,16 / 314,37 = 17,30 \text{ Kg/m}^3$$

➤ Le volume de l'épaississeur :

$$V = Q_t \times T_s = 314,37 \times 2 = 634,74 \text{ m}^3 \text{ on prend : } V = 635 \text{ m}^3$$

➤ La surface horizontale :

Soit une hauteur de $H = 4 \text{ m}$;

$$S_h = V / H = 635 / 4 = 158,75 \text{ m}^2$$

➤ Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 158,75}{3,14}} = 14,22 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 14 \text{ m.}}$$

IV.E.6.2.2. Dimensionnement du digesteur :

➤ Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = DX_t / 80 = 5\,436,16 / 80 = 67,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ Le temps de séjour du digesteur :

$$T_s = 15,6 \text{ jours}$$

➤ Le volume du digesteur :

$$V_d = Q_d \times T_s = 67,95 \times 15,6 = 1\,060,05 \text{ m}^3 \text{ en prend : } V_d = 1\,060 \text{ m}^3$$

En prend deux (02) digesteur de $V' = 1060 / 2 = 530 \text{ m}^3$



- **Le diamètre du digesteur :**

$$D_d = \sqrt{\frac{V'_d \times 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{530 \times 4}{3,14 \cdot 4}} = 12,99 \text{ m} \quad D_d = 13 \text{ m} \quad \text{telle que } H = 4 \text{ m}$$

- **La surface horizontale :**

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 13^2}{4} = 132,66 \text{ m}^2, \text{ on prend : } S_h = 133 \text{ m}^2$$

- **La quantité de matières sèches des boues fraîches :**

$$F_g = Q_d \times F_s \times K_s$$

$$\text{Donc : } F_g = 67,95 \times 1 \times 0,035 = 2,38 \text{ tonne /j}$$

- **La quantité de matière organique dans la boue fraîche :**

$$F_o = 0,6 \times F_g = 0,6 \times 2,38 = 1,43 \text{ T /j}$$

- **La quantité du gaz produite :**

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \times F_o = 138 (35)^{1/2} \times 1,43 = 1\,167,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **La quantité moyenne du gaz :**

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 \times Q_{\text{gaz}} = 0,75 \times 1\,167,48 = 875,61 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **La quantité du méthane (CH₄):**

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 \times 875,61 = 569,15 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **La quantité du gaz carbonique CO₂ :**

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 \times 875,61 = 262,68 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **La quantité restante de gaz :**

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 \times Q'_{\text{gaz}} = 0,05 \times 875,61 = 43,78 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **La quantité minérale dans la boue :**

$$F_m = F_g - F_o = 2,38 - 1,43 = 0,95 \text{ T/j}$$

- **La quantité de boues digérées :**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)$$

Avec:

f_g : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée ; $d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$

d_g : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_g = 1 \text{ T/m}^3$

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0,138 T^{1/2}) = 0,95 + 1,43 (1 - 0,138 \times 35^{1/2}) = 1,21 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 1,21 \left(\frac{1}{1} + \frac{1}{2} + \frac{1}{1} \right) = 13,9 \text{ m}^3/\text{j}$$



IV.E.6.2.3. Dimensionnement des lits de séchage :

La quantité de boues extraites de l'épaississeur est égale à $\Delta X = 1\,613,66 \text{ kg/j}$, la teneur en matière sèche des boues varie entre 25 à 30 kg/m^3 . On prendra la valeur 25 kg/m^3 .

Le débit des boues à sécher sera égal à : $Q_{b,\text{sech}} = \Delta X/25 = 64,55 \text{ m}^3/\text{j}$. Soit 23 559,44 m^3/an .

On considère qu'un lit est utilisé 12 fois/an (une rotation par mois). Pour un fonctionnement de 7 jours /7 et en considérant une hauteur de boues de 0,7 m.

La surface totale est égale à :

$$S_t = 23\,559,44 / 12 \cdot 0,7 = 2\,805 \text{ m}^2$$

En utilisant 20 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à :

$$S_u = S_t / 20 = 2\,805 / 20 = 140,25 \text{ m}^2$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes : $(L, l, H) = (20, 7, 0,7) \text{ m}$

Tableau IV.10: Tableau récapitulatif des résultats de traitement des boues :

Désignations	unité	2030	2050
1* Dimensionnement de l'épaississeur			
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour D_I	g/l	25	25
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour D_{II}	g/l	10	10
Débit journalier reçu par l'épaississeur	m^3/j	903,30	161,37
Temps de séjour	J	2	2
Volume	m^3	1 807	635
Hauteur	m	4	4
Surface	m^2	452	158,75
Diamètre	m	24	14
2* Dimensionnement du digesteur			
Débit des boues arrivant au digesteur	m^3/j	195,10	67,95
Temps de séjour du digesteur	j	15,6	15,6
Volume totale	m^3	3 044	1 060
Volume unitaire	m^3	1 015	530
Nombre du digesteur	-	3	+2
Diamètre	m	18	13
Hauteur	m	4	4
Surface horizontale	m^2	254,34	133

Quantité de matières sèches des boues fraîches	T/j	6,83	2,38
Quantité de matière organique des boues fraîches	T/j	4,10	1,43
Quantité du gaz produite	m ³ /j	3 347,32	1 167,48
Quantité moyenne du gaz	m ³ /j	2 510,5	875,61
Quantité du méthane	m ³ /j	1 632	569,15
Quantité du gaz carbonique	m ³ /j	753,15	262,68
Quantité restante de gaz	m ³ /j	125,52	43,78
Quantité minérale dans la boue	T/j	2,73	0,95
Quantité de boues digérées	m ³ /j	40,02	13,9
3* Dimensionnement du lit de séchage			
Surface totale	m ²	8 053,1	2 805
Surface unitaire	m ²	403	140,25
Nombre de lits	-	20	20
Longueur	m	24	20
Largeur	m	17	7
Hauteur de boue dans le lit	m	0,7	0,7
Volume totale	m ³	5 637,17	1 963,50
Volume de boue à sécher par an	m ³ /an	67 646	23 559,44

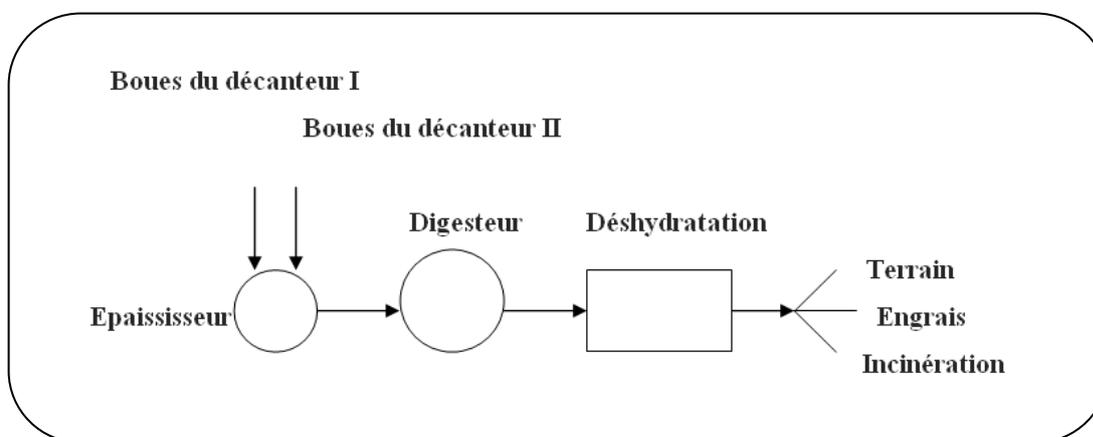


Figure.IV.6: Traitement des boues à moyenne charge

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 le milieu naturel 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 dériver vers la station que les débits des eaux usées, appelées « débit en temps sec ».

On distingue plusieurs types de déversoirs :

a. Déversoirs à seuil latéral :

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement.

b. Déversoirs à seuil frontal :

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.

c. Déversoirs à seuil double :

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus.



V.4. Choix du type de déversoir :

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base de connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte du régime d'écoulement, des niveaux d'eau de l'émissaire, de la position de l'exutoire et de la topographie du terrain.

Remarque :

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral, car notre terrain est caractérisé par une faible pente, position de l'exutoire, et ce type de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et l'exploitation.

V.5. Mode de calcul :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral et conduite aval libre.

On doit adopter :

Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pte} = 2\,280 \text{ m}^3/\text{h} = 0,633 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial a été estimé par la D.H.W de DJELFA à $Q_{pl} = 1\,830 \text{ l/s} = 1,83 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit total Q_t :

$$Q_t = Q_{(pluvial)} + Q_{(eau\ usées\ dom)} + Q_{(indus)} + Q_{(eau\ usées\ pub)}$$

$$Q_t = Q_{pl} + Q_{pte} = 1,83 + 0,633 = 2,463 \text{ m}^3/\text{s}.$$

➤ A l'aval du déversoir :

$$Q_{pte} = 0,633 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 2 \%$$

D'après l'ANNEXE I :

$$D_s = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1,275 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2,537 \text{ m/s}$$

Et d'après l'ANNEXE II :

$$R_Q = \frac{Q}{Q_{p,s}} = \frac{0,633}{1,275} = 0,496 \text{ (rapport des débits)}$$

$$R_H = \frac{H_s}{D_s} = 0,485 \Rightarrow H_s = 0,485 \times 800 = 388 \text{ mm (hauteur de remplissage) ;}$$

$$R_V = \frac{V}{V_{p,s}} = 1 \Rightarrow V = 1 \times 2,537 = 2,537 \text{ m/s (rapport des vitesses) ;}$$

➤ A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2050 :

$$Q_t = 2,463 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$I = 2,4 \%$$

Et d'après l'ANNEXE II :

$$D_e = 1000 \text{ mm} ; \quad (\text{diamètre à l'entrée du déversoir})$$

$$Q_{ps} = 2,579 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad (\text{débit à pleine section})$$

$$V_{ps} = 3,286 \text{ m/s} ; \quad (\text{vitesse à pleine section})$$

Et d'après l'ANNEXE I :

$$R_Q = \frac{Q}{Q_{p,s}} = \frac{2,463}{2,579} = 0,955 \quad (\text{rapport des débits})$$

$$R_H = \frac{H_e}{D_e} = 0,767 \Rightarrow H_e = 0,767 \times 1000 = 767 \text{ mm} \quad (\text{hauteur de remplissage}) ;$$

$$R_V = \frac{V}{V_{p,s}} = 1,133 \Rightarrow V = 1,133 \times 3,286 = 3,723 \text{ m/s} \quad (\text{rapport des vitesses}) ;$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à :

$$H_{ST} = H_{ST} + 20\% H_{ST} = 388 + (20\% \cdot 388) = 466 \text{ mm}$$

Le débit divers par le déversoir d'orage est :

$$Q_{dev} = Q_t - Q_{pte} = 2,463 - 0,633 = 1,83 \text{ m}^3/\text{s}; \quad Q_{dev} = 1,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.6. Dimensionnement du déversoir d'orage :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{dev} = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} H_{dev}^{3/2} \quad [12]$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$) ;

b : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres ;

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;

H_{dev} : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir ;

Donc :

La hauteur d'entrée $H_e = 767 \text{ mm}$

La hauteur de sortie $H_s = 388 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée $H_{dev} = (H_e - H_s) / 2 = (767 - 388) / 2 = 190 \text{ mm}$.

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = \frac{2}{3} \frac{Q_{dev}}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_{dev}^{3/2}}$$

$$b = \frac{3}{2} \cdot 1,83 / (0,6 \cdot (2 \cdot 9,81)^{0,5} \cdot 0,190^{3/2}) = 12 \text{ m} \quad \text{On prend } \mathbf{b = 12 \text{ m}}$$



V.7. 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%.

$$Q_{\text{dev}} = 1,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'ANNEXE II :

$$D_e = 1000 \text{ mm} ; \quad (\text{diamètre à l'entrée du déversoir})$$

$$Q_{\text{ps}} = 2,040 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad (\text{débit à pleine section})$$

$$V_{\text{ps}} = 2,598 \text{ m/s} ; \quad (\text{vitesse à pleine section})$$

Et d'après l'ANNEXE I :

$$R_Q = \frac{Q}{Q_{p,s}} = \frac{1,83}{2,040} = 0,897 \quad (\text{rapport des débits})$$

$$R_H = \frac{H_e}{D_e} = 0,725 \Rightarrow H_e = 0,725 \times 1000 = 725 \text{ mm} \quad (\text{hauteur de remplissage}) ;$$

$$R_V = \frac{V}{V_{p,s}} = 1,126 \Rightarrow V = 1,126 \times 2,598 = 2,925 \text{ m/s} \quad (\text{rapport des vitesses}) ;$$

V.8. Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{\text{pte}} = 0,633 \text{ m}^3/\text{s}$ 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.

$$Q_{\text{pte}} = 0,633 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1,5\%$$

$$\text{D'après l'ANNEXE II :} \quad D_s = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{\text{ps}} = 1,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{ps}} = 2,2 \text{ m/s}$$

Et d'après l'ANNEXE I :

$$R_Q = 0,52; \quad R_H = 0,51; \quad R_V = 1,01.$$

V.9. 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.9.1. 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	605,28
Dessableur-deshuilleur	605,07
Décanteur primaire	604,40
Bassin d'aération	603,98
Décanteur secondaire	603,35
Bassin de désinfection	602,10

V.9.2. 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 :

$$\Delta H = 8.\lambda.\frac{LQ^2}{\pi^2 g.D^5} \quad [12]$$

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.9.2.1. 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.

$$L_{eq} = 1,15. L_{réelle}$$

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'auto-curage 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)	$L_{eq} = 1,15 \cdot L_{réelle}$ (m)
Dégrilleur - Dessableur-deshuilleur	4	4,6
Dessableur-deshuilleur - Décanteur I	10,5	12,07
Décanteur I - Bassin d'aération	8,46	9,73
Bassin d'aération - Décanteur II	8	9,2
Décanteur II - Bassin de désinfection	14	16

V.9.2.2. Calcul les diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :

➤ **Conduite dégrilleur- dessableur :**

$Q_{pte} = 0,633 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'ANNEXE II on aura : $D = 800 \text{ mm}$

$$L_{eq} = 4,6 \text{ m} \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad [12]$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc : $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{1}{800})^{-2} = 0,021$

D'où : la perte de charge $\Delta H = 8,0,021 \frac{4,6 \cdot 0,633^2}{3,14^2 \cdot 10,0,8^5} = 0,0096m$

➤ **Conduite dessableur- décanteur primaire :**

$Q_{pte} = 0,633 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'ANNEXE II on aura : $D = 800 \text{ mm}$

$$L_{eq} = 12,07 \text{ m} \quad \lambda = 0,021$$

$$\Delta H = 8,0,021 \frac{12,07 \cdot 0,633^2}{3,14^2 \cdot 10,0,8^5} = 0,025m$$

➤ **Conduite décanteur primaire – bassin d'aération :**

$Q_{pte} = 0,633 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'ANNEXE II on aura : $D = 800 \text{ mm}$

$$L_{eq} = 9,73 \text{ m} \quad \lambda = 0,021$$

$$\Delta H = 8,0,021 \frac{9,73 \cdot 0,633^2}{3,14^2 \cdot 10,0,8^5} = 0,020m$$

➤ **Conduite bassin d'aération – décanteur II :**

$Q_{pte} = 0,633 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'ANNEXE II on aura : $D = 800 \text{ mm}$

$$L_{eq} = 9,2 \text{ m} \quad \lambda = 0,021$$

$$\Delta H = 8,0,021 \frac{9,2 \cdot 0,633^2}{3,14^2 \cdot 10,0,8^5} = 0,019m$$

➤ **Conduite décanteur II – bassin de désinfection :**

$Q_{pte} = 0,633 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'ANNEXE II on aura : $D = 800 \text{ mm}$



$$L_{eq} = 16 \text{ m} \quad \lambda = 0,021$$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{16.0,633^2}{3,14^2 \cdot 10.0,8^5} = 0,033 \text{ m}$$

➤ **Conduite bassin de désinfection – milieu récepteur :**

$$Q_{pte} = 0,633 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{et d'après l'ANNEXE II on aura : } \mathbf{D = 800 \text{ mm}}$$

$$L_{eq} = 240 \text{ m} \quad \lambda = 0,021$$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{240.0,633^2}{3,14^2 \cdot 10.0,8^5} = 0,50 \text{ m}$$

V.9.2.3. Calcul des côtes piézométriques et côtes de radier des différents ouvrages :

On calcule les côtes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

Avec :

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 : côtes 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 :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$ côte piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$ côte piézométrique au point (2).

$$C_{p2} = C_{p1} + H_{1-2}$$

➤ **Côte piézométrique du dégrilleur :**

On a $Z_d =$ côte terrain du radier = 605,28 m ;

Et la hauteur d'eau dans le dégrilleur est de $H_d = 0,62$ m

$$\text{D'où } C_{pd} = Z_d + H_d = 605,28 + 0,62 \quad \mathbf{C_{pd} = 605,90 \text{ m}}$$

➤ **Côte piézométrique du déssableur-déshuileur :**

La hauteur d'eau dans le déssableur-déshuileur est de $H_{d-d} = 3$ m

$$H_d + Z_d = H_{d-d} + Z_{d-d} + H_{d-d-d}$$

$$Z_{d-d} = H_d + Z_d - H_{d-d} - \Delta H$$

$$Z_{d-d} = 0,62 + 605,28 - 3 - 0,0096 = 602,89 \text{ m} \quad ; \quad Z_{d-d} = 602,89 \text{ m}$$

$$C_{pd-d} = Z_{d-d} + H_{d-d} = 602,89 + 3 \quad \mathbf{C_{pd-d} = 605,89 \text{ m}}$$



➤ **Côte piézométrique du décanteur primaire :**

La hauteur d'eau dans le décanteur primaire est de $H_{dI} = 4$ m

$$H_{d-d} + Z_{d-d} = H_{dI} + Z_{dI} + H_{d-d-dI}$$

$$Z_{dI} = H_{d-d} + Z_{d-d} - H_{dI} - \Delta H$$

$$Z_{dI} = 3 + 602,89 - 4 - 0,025$$

$$Z_{dI} = 601,86 \text{ m}$$

$$C_{pdI} = Z_{dI} + H_{dI} = 601,86 + 4$$

$$C_{pdI} = \mathbf{605,86m}$$

➤ **Côte piézométrique du bassin d'aération :**

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BA} = 4$ m

$$H_{dI} + Z_{dI} = H_{BA} + Z_{BA} + H_{dI-BA}$$

$$Z_{BA} = H_{dI} + Z_{dI} - H_{BA} - \Delta H$$

$$Z_{BA} = 4 + 601,86 - 4 - 0,020$$

$$Z_{BA} = 601,84 \text{ m}$$

$$C_{pBA} = Z_{BA} + H_{BA} = 601,84 + 4$$

$$C_{pBA} = \mathbf{605,84 m}$$

➤ **Côte piézométrique du décanteur secondaire :**

La hauteur d'eau dans le décanteur secondaire est de $H_{dII} = 3$ m

$$H_{BA} + Z_{BA} = H_{dII} + Z_{dII} + H_{BA-dII}$$

$$Z_{dII} = H_{BA} + Z_{BA} - H_{dII} - \Delta H$$

$$Z_{dII} = 4 + 601,84 - 3 - 0,019$$

$$Z_{dII} = 602,82 \text{ m}$$

$$C_{pdII} = Z_{dII} + H_{dII} = 602,82 + 3$$

$$C_{pdII} = \mathbf{605,82 m}$$

➤ **Côte piézométrique du bassin de désinfection :**

La hauteur d'eau dans le bassin de désinfection est de $H_{Bd} = 3$ m

$$H_{dII} + Z_{dII} = H_{Bd} + Z_{Bd} + H_{dII-Bd}$$

$$Z_{Bd} = H_{dII} + Z_{dII} - H_{Bd} - \Delta H$$

$$Z_{Bd} = 3 + 602,82 - 3 - 0,033$$

$$Z_{Bd} = 602,79 \text{ m}$$

$$C_{pBd} = Z_{Bd} + H_{Bd} = 602,79 + 3$$

$$C_{pBd} = \mathbf{605,79 m}$$

Tableau V.3 : Récapitulatif des résultats

Désignations	Côte (m) terrain	Côte radié (m)	Plan d'eau (m)	ΔH (m)	Côte (m) piézométrique
dégrilleur	605,28	605,28	0,62		605,90
déssableur-déshuileur	605,07	602,89	3	0,0096	605,89
décanteur primaire	604,40	601,86	4	0,025	605,86
bassin d'aération	603,98	601,84	4	0,020	605,84
décanteur secondaire	603,35	602,82	3	0,019	605,82
bassin de désinfection	602,10	602,79	3	0,033	605,79

**V.10. Conclusion :**

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

- Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station;
- Déterminer les longueurs, les diamètres et les vitesses des conduites reliant ces ouvrages;
- Calculer les pertes de charge et les cotes piézométriques dans chaque point.
- Dimensionner le canal de by-pass à l'amont de l'ouvrage de prétraitement. Ce canal évacue les eaux brutes vers l'exutoire en cas de défaillance sans aucune nuisance sur l'activité biologique des microorganismes dans le bassin d'aération.

Chapitre VI

Gestion et exploitation de la station d'épuration



Chapitre VI : Gestion et exploitation de la STEP

VI.1. Introduction :

La lutte contre la pollution ne se limite pas à envisager la construction d'une station d'épuration. Une fois la station est en place, il faut la faire fonctionner avec le maximum d'efficacité.

Mais le mauvais fonctionnement d'une station peut avoir plusieurs causes. La cause essentielle est sans aucun doute la mauvaise exploitation et le manque d'entretien.

Il est nécessaire de créer dès le début des équipes de techniciens ayant pour mission de visiter régulièrement les ouvrages et de porter sur leur fonctionnement un diagnostic. Au cours de ces visites, tous les ouvrages du traitement seront examinés, leur rendement sera estimé et les possibilités d'amélioration seront étudiées.

Le nombre de visites nécessaires au bon suivi d'une station a été estimé à 04 par an, soit une visite trimestrielle.

VI.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 optimum de 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.

VI.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 ou ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

VI.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.

VI.3.2 Contrôles périodiques :

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.

VI.4. Entretien des ouvrages :

VI.4.1. Le 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 râtaux.
- 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.

**VI.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.

VI.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.

VI.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.

VI.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.

VI.4.6. Lits de séchage :

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de dépasser 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 refait 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.

VI.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 surverses et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseur.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VI.5. Conclusion :

Le maintien en parfait état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent avant tous sur :

- Une bonne qualité de l'exploitation, ceci peut être assuré par une qualification et une formation fréquente des personnels chargés de l'exploitation.
- Une application précise (le maximum possible) du procédé d'épuration.
- Un entretien périodique des différents ouvrages et équipements appartenant à la station d'épuration.

Conclusion générale

L'objectif de notre travail était de présenter une contribution à l'étude d'une station d'épuration des eaux résiduaires urbaines de la ville d'Ain Oussera, d'une pollution qui passera de 155 586 à 209 774 habitants aux horizons 2030 et 2050. Par l'oblique de différentes étapes que présente un tel processus qui est la STEP, nous avons pu recenser, calculer, analyser et commenter presque tous les points essentiels fixés initialement dans le plan de travail.

Dans notre travail nous avons utilisé les débits de pointe à temps sec, et on a choisi la variante à moyenne charge car c'est la variante la plus économique, en plus de ça elle nous donne un bon rendement ainsi que la ville d'Ain Oussera a une population importante.

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 percevant pour prendre quotidiennement des observations et assurer le bon déroulement des différentes étapes de traitement ; et en contrepartie le personnel doit être protégé contre n'importe quel danger dont il est tout le temps exposé.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **R.THOMAZEAU** ‘Stations d’épuration ; Eaux usées’
Edition Technique et Documentation Paris. p 580
- [2] **Jean-pierre canler** ‘Dysfonctionnements biologiques des stations d’épuration ; Origines et solution’
Edition Document technique P124
- [3] **Joseph Pronost.** (Station d’épuration disposition constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation).
Edition Technique et documentation p51.
- [4] **Mohand-Saïd ouali** ‘Cours de procédés unitaires biologiques et traitement des eaux’
2^{ème} Edition p155
- [5] **Bouzianu M.** L’eau, de la pénurie aux maladies
Edition IBN-Khaled p 412
- [6] **A.Gaid,** 1984: " Epuration biologique des eaux usées urbaines", Tome 1, Edition O.P.U
Alger. p220
- [7] **Marc Satin, Beclin Selmi.** ‘Guide technique de l’assainissement’.
Edition de moniteur. Paris 1999. p140
- [8] **DEGREMON, 1978** : " Mémento technique de l'eau ",
Edition Technique et Documentation. p 600
- [9] **Editor of handbook of environmental**
Water and Wastewater Calculations Manual.
Edition TEC. p720
- [10] **C.Cardo,** 1999 : " Les traitements de l'eau ",
Edition TECHNOSUP.p512
- [11] **W.W Echenfelder.**
Gestion des eaux usées urbaines et industrielles.
Edition Technique et documentation Paris. p560
- [12] **M.CARLIER** ‘Hydraulique générale et appliquée’.
Edition EYROLLS 1986. p 390
- [13] **P.Bechac, B.Piere, B.Mercier, P.Nuer,** 1987 : " Traitement des eaux usées", Edition
EYROLLES Paris. p 315

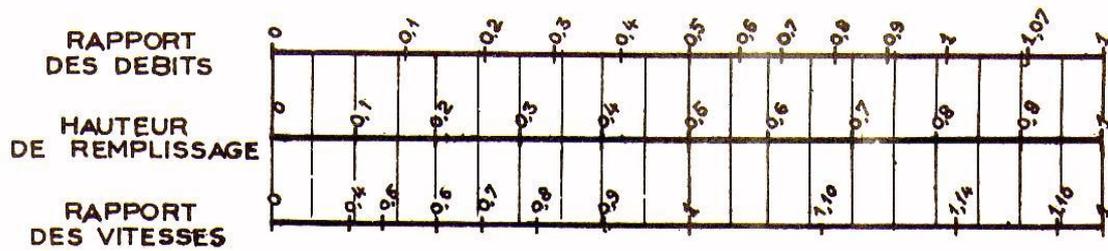
Annexes

ANNEXE I

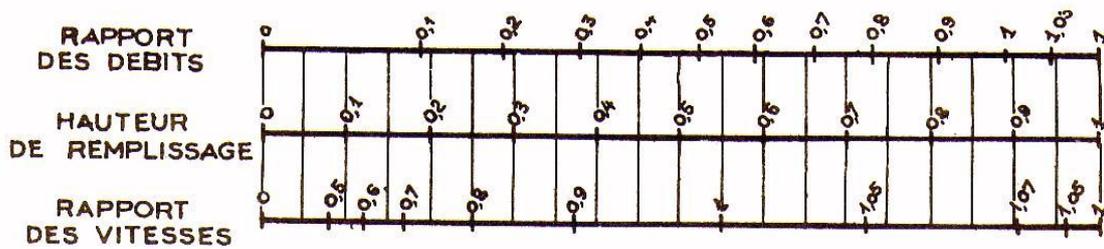
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $\frac{3}{10}$, le débit est les $\frac{2}{10}$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $\frac{78}{100}$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE II

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

